

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Contribution à la modélisation des courbes de Tarage (cas de bassin versant cotier Algérois.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0002-09

APA Citation (APA توثيق):

Zeroual, Ayoub (2009). Contribution à la modélisation des courbes de Tarage (cas de bassin versant cotier Algérois[Thèse de magister, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

N° d'ordre.....
Série.....

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie de l'eau

Présenté par :

Ayoub ZEROUAL

Thème

**CONTRIBUTION A LA MODELISATION DES COURBES
DE TARAGE : CAS DU BASSIN VERSANT CÔTIER ALGEROIS**

Soutenu le / /2009 devant le jury composé de :

| | | |
|-------------------|------------------------------|------------------------------------------|
| Président | : M. Tahar KHETTAL | Maître de Conférence. ENSH. Blida |
| Rapporteur | : Mme Bénina TOUAIBIA | Professeur. ENSH. Blida |
| Examineurs | : Mr Abdallah AIDAOU | Professeur. ENSA. El-Harrach |
| | Mr Mohamed MEDDI | Professeur. C.U. Khemis Miliana |
| | Mr Bachir BENLAOUKLI | Maître de Conférence. ENSH. Blida |

Année Universitaire 2008 /2009

REMERCIEMENTS

Dans le cas de notre recherche, nombreux sont ceux qui nous ont apporté une contribution scientifique, logistique ou morale. Nous leur sommes redevables à ce que le mémoire a pu connaître un aboutissement. Que chacun trouve dans l'accomplissement de ce mémoire, l'expression de ma reconnaissance pour sa contribution quelle qu'elle soit.

Je tiens en premier lieu à remercier chaleureusement ma promotrice, Madame Benina TOUAIBIA, Professeur à l'ENSH, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet et pour l'encadrement de ce travail et son implication dans la rédaction de ce mémoire.

Je remercie également vivement Monsieur Abdelhadi AMMARI, Maître Assistant Chargé de Cours à l'ENSH, pour avoir accepté de prendre en charge le co-encadrement de ce travail. Je me permets de saluer chez lui sa modestie et son accessibilité. Il m'a fait bénéficier de son savoir, de son expérience et de la clairvoyance de ses opinions en hydraulique. Il a su par ses idées, et ses explications, me faire apprécier ce travail.

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur Tahar KHETTAL, Maître de Conférence à l'ENSH de Blida, pour l'honneur qu'il m'a fait d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.

Mes remerciements vont également aux professeurs Monsieur Abdallah AIDAOUI de l'ENSA d'El-Harrach et Monsieur Mohamed MEDDI du Centre Universitaire de Khemis Miliana, de m'avoir honoré en acceptant d'être examinateurs de ce travail.

Je suis très sensible à l'honneur que m'a fait Monsieur Bachir BENLAOUKLI, Maître de Conférence à l'ENSH, en acceptant de participer à ce jury en tant qu'examineur.

Un merci particulier à Mr Redouane FRIHI pour la qualité de sa collaboration, son aide constante et pour la façon efficace et amicale avec laquelle il a suivi ce travail. Pendant les nombreuses heures passées ensemble, j'ai beaucoup appris à son contact.

Je remercie également Abdelhak AYAD pour son soutien moral et logistique. Qu'il reçoive ici les marques de mon amitié la plus sincère.

J'ai bénéficié du soutien moral constant de certains enseignants de l'ENSH, à qui nous disons merci : M^{me} Ouhiba AZIAZ, M^{me} Dahbia DJOUDAR, M^r Abderrahmane AYADI, M^r Mohamed OULARBI, M^r Abdelaziz RASSOUL, M^r Mustapha BOUKHLIFA, et M^r Mohamed KAMLI.

Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (A.N.R.H) de Blida, pour nous avoir fourni les données nécessaires des sous bassins, en particulier M^r RAHMANI Mohamed, Ingénieur à l'A.N.R.H, qui m'a chaleureusement accueilli dans son bureau pour consulter l'archive de jaugeage.

Je voudrais remercier tous les étudiants gradués qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et spécialement Diab GUERCHOUCHE et Abdelouaheb TOUATI .

A. ZEROUAL

TABLE DES MATIERES

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|----------|
| Résumé..... | |
| Liste des tableaux..... | |
| Liste des figures..... | |
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| Objectifs de travail..... | 2 |
| Méthodologie..... | 2 |
| CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE | |
| 1. HISTORIQUE..... | 4 |
| 2. APERÇU THEORIQUE..... | 5 |
| 3. LES METHODES D'ESTIMATION DU DEBIT DES RIVIERES..... | 7 |
| 3.1 Critères de choix de l'emplacement de la station de jaugeage..... | 8 |
| 3.2 Instruments et équipements de la mesure conventionnelle du débit..... | 8 |
| 3.2.1 Équipements pour la mesure de la hauteur..... | 8 |
| 3.2.1.1 Le limnimètre..... | 9 |
| 3.2.1.2 Le limnigraphe à flotteur..... | 9 |
| 3.2.2 Équipements pour la mesure de la vitesse..... | 9 |
| 3.2.2.1 Le moulinet..... | 9 |
| 3.2.2.2. Les velocimètres acoustiques et électromagnétiques..... | 10 |
| 3.3 La Méthode d'estimation du débit par le moulinet..... | 10 |
| 3.3.1 La méthode graphique..... | 12 |
| 3.3.2 Les méthodes traditionnelles..... | 12 |
| 3.3.2.1 La méthode du six dixième de la profondeur (un point)..... | 13 |
| 3.3.2.2 La méthode de deux points..... | 13 |
| 3.3.2.3 La méthode de trois points..... | 13 |
| 3.3.3 Les méthodes alternatives..... | 13 |
| 3.3.3.1 La méthode de Fenton..... | 14 |
| 3.3.3.2 La méthode de Yang..... | 14 |
| 3.3.3.3 La méthode de l'entropie..... | 15 |
| 3.4 La Méthode d'estimation du débit en utilisant des flotteurs..... | 15 |
| 3.5 La Méthode d'estimation du débit par dilution..... | 15 |
| 3.6 Méthode du "bateau mobile"..... | 16 |
| 3.7 Les Méthodes graphiques d'estimation du débit..... | 16 |
| 3.7.1 La Courbe de tarage..... | 16 |
| 3.7.2 Écoulement à travers les déversoirs..... | 17 |
| 3.7.3 La méthode du facteur Pente-frottement..... | 17 |
| 3.7.4 La méthode du facteur surface-pente (Conveyance method)..... | 17 |
| 3.7.5 La hauteur locale et débit commandé à distance..... | 19 |
| 3.7.6 Modélisation hydraulique..... | 20 |

| | |
|------------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.7.7 Méthode basée sur les variables hydrauliques..... | 20 |
| 4. METHODE DE CHUI..... | 22 |
| 4.1 Modèle statistique de distribution de vitesse..... | 23 |
| 4.2 La relation entre les vitesses moyennes et maxima..... | 25 |
| 4.3 Une méthode efficace pour la mesure du débit..... | 25 |
| 4.3.1 Stabilité de y | 25 |
| 4.3.2 Distribution de vitesse sur l'axe y | 26 |
| 4.3.3 Localité de l'axe y | 27 |
| 4.4 Estimation de la vitesse moyenne..... | 28 |
| 4.4.1 La méthode du deux point de Chui..... | 28 |
| 4.4.2 La méthode de la régression de Chui..... | 29 |
| 4.5 Estimation de la section d'écoulement de chaque station..... | 29 |
| 4.6 Estimation du débit..... | 30 |
| Conclusion..... | 30 |

CHAPITRE II : CADRE GENERAL DE L'ETUDE

| | |
|---------------------------------------------------|-----------|
| 1. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE..... | 31 |
| 1.1. Situation géographique..... | 31 |
| 2. CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES..... | 31 |
| 2.1 Le bassin côtier Ouest (Côtier TENES)..... | 31 |
| 2.2 Le bassin côtier Centre (MITIDJA)..... | 34 |
| 2.2.1 Le Sahel..... | 34 |
| 2.2.2 La plaine de la Mitidja..... | 34 |
| 2.2.3 L'Atlas..... | 34 |
| 2.3 Le bassin côtier Est (SEBAOU)..... | 34 |
| 2.3.1 La chaîne Djurdjura..... | 34 |
| 2.3.2 Le massif de Kabylie..... | 34 |
| 2.3.3 Le synclinal de Tizi-Ouzou..... | 35 |
| 3. CARACTERISTIQUES PHYSIOGRAPHIQUES..... | 35 |
| 4. CLIMATOLOGIE GENERALE..... | 38 |
| 5. HYDROGRAPHIE..... | 38 |
| Conclusion..... | 41 |

CHAPITRE III : PLUVIOMETRIE ET ECOULEMENT

| | |
|-------------------------------------------------|-----------|
| 1. PLUVIOMETRIE..... | 42 |
| 1.1 AQUISITION DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES..... | 42 |
| 1.1.1 Situation des postes pluviométriques..... | 42 |
| 1.1.2 Choix de la période de référence..... | 42 |
| 1.2 CRITIQUE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES..... | 42 |
| 1.3 TRAITEMENT DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES..... | 45 |
| 1.3.1 Choix d'un modèle statistique..... | 45 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1.3.2 Comblement des lacunes dans les séries pluviométriques..... | 45 |
| 1.4 CONSTRUCTION DES VECTEURS REGIONAUX..... | 48 |
| 1.4.1 Définition et but de la méthode du vecteur régional..... | 48 |
| 1.4.2 Traitement global par l'Analyse en Composantes Principales..... | 48 |
| 1.4.3 Analyse des données modifiées par l'analyse en Composantes Principales... | 53 |
| 1.4.4 Critique des données..... | 58 |
| 1.5 RECONSTITUTION DES SERIES PLUVIOMETRIQUES : régression double avec les vecteurs régionaux..... | 62 |
| 1.5.1 Station de base retenue pour chaque sous bassin..... | 62 |
| Conclusion..... | 63 |
| 2. ECOULEMENT..... | 63 |
| 2.1 ACQUISITION DES DONNEES HYDROMETRIQUES..... | 63 |
| 2.1.1 Situation des stations hydrométriques..... | 63 |
| 2.1.2 Caractéristiques des stations hydrométriques..... | 63 |
| 2.2 DEBITS MOYENS ANNUELS..... | 63 |
| 2.2.1 Variations des débits annuels moyens et interannuels..... | 65 |
| 2.1.1.1 Coefficient de variation..... | 70 |
| 2.1.1.2 L'hydraulicité (Ki)..... | 70 |
| 2.1.1.3 Coefficient d'immodération..... | 70 |
| 2.1.2 Variations des débits annuels moyens spécifiques (q en l/s.km ²)..... | 70 |
| 2.3 Ressources annuelles en eau de surface disponibles..... | 71 |
| Conclusion..... | 72 |

CHAPITRE IV : LES COURBES DE TARAGE

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. L'ACQUISITION DES DONNEES..... | 73 |
| 2. MODELISATION DES COURBES DE TARAGE..... | 74 |
| 2.1 Analyse des débits instantanés : Echelle inter annuelle (Totalité des données).... | 75 |
| 2.2 Analyse des débits instantanés : Echelle mensuelle..... | 79 |
| 2.3 Analyse des débits instantanés : Echelle saisonnière..... | 81 |
| 3. RESULTATS ET INTERPRETATION..... | 82 |
| 4. MODELES RETENUS POUR DIFFERENTES ECHELLES TEMPORELLES | 83 |
| 4.1 Interprétation..... | 83 |
| Conclusion..... | 83 |

CHAPITRE V : METHODE DE CHIU ET COURBES DEBIT-SURFACE

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. COLLECTE DES DONNEES..... | 85 |
| 2. RELATION LINEAIRE VITESSE MOYENNE- Vitesse Maximale..... | 85 |
| 2.1 Analyse et traitement des données..... | 85 |
| 2.2 Interprétation des résultats..... | 90 |
| 3. DISTRIBUTION DE VITESSE BASEE SUR L'EQUATION DE CHIU..... | 91 |
| 3.1 Interprétation..... | 93 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------|------------|
| 4. LOCALISATION DE L'AXE Y..... | 94 |
| 5. ESTIMATION DE LA SECTION D'ÉCOULEMENT DES STATIONS..... | 94 |
| 6. ESTIMATION DES DÉBITS DE CHAQUE STATION..... | 96 |
| 6.1 Interprétation des figures des débits..... | 99 |
| 7. LES COURBES DÉBIT-SURFACE..... | 99 |
| 7.1 La première approche..... | 99 |
| 7.2 La deuxième approche..... | 100 |
| 7.3 Résultats et interprétation..... | 102 |
| Conclusion..... | 103 |

CHAPITRE VI : MODELISATION DES COURBES DE TARAGE

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 1. METHODOLOGIE DE L'APPROCHE..... | 104 |
| 2. ANALYSE STATISTIQUE DES DONNEES GEOMORPHOMETRIQUES..... | 105 |
| 2.1 Application de L'ACP..... | 105 |
| 3. MODELE D'ESTIMATION DES COEFFICIENTS RELIANT LA RELATION DÉBIT-HAUTEUR..... | 108 |
| 3.1 Modèle de Régression Linéaire Multiple (RLM)..... | 108 |
| 3.1.1 Qualité de prévision..... | 109 |
| 3.2 Réseaux De Neurons Artificiels..... | 111 |
| 3.2.1 Présentation de la méthode neuronale..... | 111 |
| 3.2.2 Connexions entre les neurones..... | 111 |
| 3.2.3 Perceptron Multicouche (PMC)..... | 112 |
| 3.2.4 Apprentissage des réseaux de neurones..... | 114 |
| 3.2.5 Rétro-propagation..... | 115 |
| 3.2.6 Méthodes d'optimisation avec rétropropagation (backpropagation)..... | 115 |
| 3.2.6.1 Méthode de Newton..... | 116 |
| 3.2.6.2 Méthode de Levenberg-Marquardt..... | 116 |
| 3.2.7 Critères de performance du modèle..... | 118 |
| 3.2.8 APPLICATION DU MODELE DE RNA (ou ANN)..... | 118 |
| 3.2.9 Résultats et discussions..... | 119 |
| 3.2.10 Qualité de prévision..... | 121 |
| 3.2.10.1 La méthode de bootsrap..... | 121 |
| 3.2.10.2 Résultats et discussions..... | 121 |
| 3.2.11 Comparaison avec le modèle de régression linéaire multiple..... | 123 |
| Conclusion..... | 123 |
| CONCLUSION GENERALE..... | 124 |
| REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | |

Résumé

L'objectif de cette étude est de développer des modèles efficaces d'estimation du débit, applicables aux écoulements dans les cours d'eau du bassin versant du Côtier Algérois, où une variabilité spatio-temporelle accentuée des écoulements liquides est observée. Le travail a consisté à définir l'ensemble des paramètres, géomorphologique, géologique, hydrologique et climatique des sous bassins versants de la zone d'étude, suivi d'une analyse quantitative et qualitative des débits liquides et de la section mouillée, des débits liquides et de la hauteur mesurée au niveau des stations hydrométriques. Ceci a permis de dégager des modèles "débit - section mouillée", "débit-hauteur", pour l'extrapolation des débits maxima en absence de jaugeage pour les oueds du bassin versant Côtier Algérois. L'application de la méthode d'entropie a permis d'aboutir rapidement à l'estimation des débits de la crue, sans pour autant faire un jaugeage complet. En tenant compte de la densité lâche du réseau de jaugeage dans le Côtier Algérois, une approche méthodologique est développée pour estimer la courbe de tarage en fonction des caractéristiques hydroclimatiques et morphométriques du bassin versant. Elle est basée, sur la régression multiple linéaire et le concept des réseaux de neurones artificiels.

Abstract

The objective of this study is to develop effective models for estimating the discharge, of the flows in the rivers of the Algerian Coastal basin, where an accentuated space-time variability of the liquid flows is observed. The work aims to define all the parameters, geomorphologic, geologic, hydrological and climatically of the Algerian Coastal under basins, followed by a quantitative and qualitative analysis of the liquid discharge and wetted cross section, liquid discharge and stage measured on the level of the hydrometric stations. This has allowed to the identification of "discharge-cross section" and "discharge-stage" models for the extrapolation of the great discharges in the absence of gauging for the rivers of the Algerian coastal basin. The application of the entropy method leads quickly to the floods discharges estimation, without doing a full gauging. Taking into account the loose density of the gauging network in the Algerian Coastal basin, a methodological approach is developed to estimate the rating curve according to the perspective of the watershed characteristics. It is based on the linear multiple regression and the artificial neural network concept .

الهدف من هذه الدراسة ه تطوير لتقدير التصريف في المجاري المائية الطبيعية في الجزائر، أين لوحظ التباين المكاني و لزماني لتغير الجريان. يهدف إلي تعريف المعالم الهيدرولوجية، الجيولوجية، وجية والمناخية للساحل الجزائري، متبوعا بالتحليل النوعي والكمي لمنحنيات التدفق مقطع الجريان والتدفق علو هذا سمح باستخلاص نماذج " -مقطع الجريان" " - تقدير التدفقات العالية في غياب المعايير وديان . تطبيق النظرية المعلوماتية علي وديان الساحل الجزائري، تقدير تدفق الفيضانات القيام المعايير. مع الأخذ بعين الاعتبار قلة محطات المعايير بالنسبة شبكة المجاري المائية تقريب منهجي وضع لتقدير رية . المقاربة بالشبكات العصبونية .

LISTE DES FIGURES

| | | |
|----------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1 | Echelle limnimétrique (Mussy, 2002)..... | 9 |
| Figure I.2 | Limnigraphe à flotteur. (Mussy, 2002)..... | 9 |
| Figure I.3 | Jaugeage au saumon..... | 10 |
| Figure I.4 | Méthode de mi-section..... | 11 |
| Figure I.5 | Méthode de la section moyenne..... | 12 |
| Figure I.6 | La quantité $1/K$ en fonction de la hauteur (Station hydrométrique de Ponte Nuovo)..... | 18 |
| Figure I.7 | les coordonnées de système - : (a) $h \leq 0$, (b) $h > 0$ | 23 |
| Figure I.8 | Relation entre $\delta y/D$ et $A/(DB)$ | 26 |
| Figure I.9 | Modèle typique d'isovel d'écoulement d'un canal ouvert..... | 27 |
| Figure II.1 | Carte de situation de la zone d'étude..... | 32 |
| Figure II.2 | Carte des sous bassins du Côtier Algérois (02)..... | 33 |
| Figure II.3 | Réseaux Hydrographiques du Côtier Algérois..... | 40 |
| Figure III.1 | Carte de Situation des Stations Pluviométriques..... | 43 |
| Figure III.5 | Coefficients de corrélation multiple entre chacune des 42 variables et les deux premières composantes principales..... | 49 |
| Figure III.2 | Projection des Variables sur la Composante C1..... | 50 |
| Figure III.3 | Projection des Variables sur la Composante C2..... | 51 |
| Figure III.4 | Projection des Variables sur la Composante C3..... | 52 |
| Figure III.6 | Projection des Variables sur la Composante C1..... | 54 |
| Figure III.7 | Projection des Variables sur la Composante C2..... | 55 |
| Figure III.8 | Projection des Variables sur la Composante C3..... | 56 |
| Figure III.9 | Projection des observations sur la première composante..... | 57 |
| Figure III.10 | Projection des observations sur la deuxième composante..... | 57 |
| Figure III.11 | Cumul des projections des observations sur les composantes..... | 58 |
| Figure III.12 | Ajustement à une loi Normale des projections sur les deux composantes..... | 59 |
| Figure III.13 | Carte de Situation des Stations Hydrométriques..... | 64 |
| Figure III.14 | Variations interannuelles des débits..... | 67 |
| Figure III.14 | Variations interannuelles des débits (suite)..... | 68 |
| Figure III.14 | Variations interannuelles des débits (suite et fin)..... | 69 |
| Figure III.15 | Evaluation de l'apport total moyen annuel écoulé..... | 72 |
| Figure IV.1 | Relations Hauteur Débit : Echelle Interannuelle | 76 |
| Figure IV.1 | Relations Hauteur Débit : Echelle Interannuelle (Suite)..... | 77 |
| Figure IV.1 | Relations Hauteur Débit : Echelle Interannuelle (Suite) | 78 |
| Figure IV.1 | Relations Hauteur Débit : Echelle Interannuelle (Suite et fin) | 79 |
| Figure IV.2 | Relations Hauteur Débit à la station Hadjout : Echelle mensuelle..... | 80 |
| Figure IV.2 | Relations Hauteur Débit à la station Hadjout : Echelle mensuelle (Suite et fin)..... | 81 |
| Figure IV.3 | Relations Hauteur Débit à la station Hadjout : Echelle Saisonnière..... | 82 |
| Figure V.1 | Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max}) | 86 |
| Figure V.1 | Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max}) (Suite) | 87 |
| Figure V.1 | Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max}) (Suite) | 88 |
| Figure V.1 | Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max}) (Suite et fin)..... | 89 |
| Figure V.2 | Profils des vitesses..... | 91 |
| Figure V.2 | Profils des vitesses (Suite) | 92 |

| | | |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure V.2 | Profils des vitesses (suite et fin)..... | 93 |
| Figure V.3 | Model d'estimation de la section d'écoulement..... | 95 |
| Figure V.3 | Model d'estimation de la section d'écoulement (suite et fin)..... | 96 |
| Figure V.4 | Débits estimés – débits observés..... | 97 |
| Figure V.4 | Débits estimés – débits observés (suite et fin)..... | 98 |
| Figure V.5 | Débits observés–Section estimées..... | 100 |
| Figure V.5 | Débits observés–Section estimées (suite et fin)..... | 101 |
| Figure VI.1 | Résultats de l'Analyse en Composantes Principales..... | 108 |
| Figure VI.2 | Schéma d'un neurone artificiel..... | 111 |
| Figure VI.3 | Fonctions d'activation..... | 113 |
| Figure VI.3 | Architecture du modèle RNA à trois couches..... | 117 |
| Figure VI.4 | Architecture du modèle RNA..... | 119 |
| Figure VI.5 | Comparaison entre les coefficients (b) observés et les coefficients (b) simulés par le modèle de RNA..... | 120 |
| Figure VI.6 | Comparaison entre les coefficients (log (a)) observés et les coefficients (log (a)) simulés par le modèle de RNA..... | 120 |
| Figure VI.7 | Comparaison entre les coefficients (b) observés et les coefficients (b) simulés par le modèle de RNA..... | 122 |
| Figure VI.8 | Comparaison entre les coefficients (log(a)) observés et les coefficients (log(a)) simulés par le modèle de RNA..... | 122 |

LISTE DES TABLEAUX

| | | |
|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau II.1 | Différentes variables physiographiques des bassins versants étudiés..... | 38 |
| Tableau III.1 | Stations pluviométriques avec leurs principales caractéristiques..... | 44 |
| Tableau III.2 | Résultats de l'ACP (42 Stations)..... | 48 |
| Tableau III.3 | Résultats de l'ACP (41 Stations)..... | 53 |
| Tableau III.4 | Les précipitations moyennes interannuelles (1975-2006) (observées / reconstituées)... | 61 |
| Tableau III.5 | Pluies moyenne interannuelle (mm) des stations retenues (1975-2006)..... | 62 |
| Tableau III.6 | Caractéristiques des stations hydrométriques..... | 65 |
| Tableau III.7 | Paramètres statistiques des débits moyens interannuels..... | 69 |
| Tableau III.8 | Débit spécifiques et coefficient d'écoulement..... | 71 |
| Tableau IV.1 | Nombre d'années d'observation des stations hydrométriques..... | 74 |
| Tableau IV.2 | Valeurs R^2 calculées à l'échelle interannuelle..... | 75 |
| Tableau IV.3 | Valeurs des paramètres a et b à l'échelle interannuelle..... | 83 |
| Tableau V.1 | Caractéristiques de l'écoulement..... | 86 |
| Tableau V.2 | Valeurs de (M) et M | 90 |
| Tableau V.3 | Sections estimées..... | 94 |
| Tableau V.4 | Précision d'estimation..... | 99 |
| Tableau V.5 | Débits estimés par les sections estimées..... | 102 |
| Tableau VI.1 | Valeurs propres, pourcentage de variance et cumul..... | 106 |
| Tableau VI.2 | Matrice de corrélations entre les variables..... | 106 |
| Tableau VI.3 | Corrélations entre les variables et les axes principaux..... | 106 |
| Tableau VI.4 | Paramètres statistiques du modèle de RNA..... | 120 |
| Tableau VI.5 | Paramètres statistiques du modèle de RNA..... | 122 |
| Tableau VI.6 | Comparaison de MSE pour les modèles de RNA et RLM..... | 123 |

INTRODUCTION GENERALE

Les valeurs exactes du débit de l'eau dans les cours d'eau sont nécessaires à la plupart des analyses hydrologiques. Les données du débit sont utilisées pour un certain nombre de buts, tels que la prise de la décision opérationnelle, la définition de l'état hydrologique du bassin-versant, une grandeur d'entrée pour tout les modèles hydrauliques et hydrologiques, la gestion des risques, le calcul des charges du transport du sédiment, pour la conception des structures hydraulique et pour d'autres constituants de qualité aquatique.

A cause de la nature dynamique des systèmes hydrologiques, l'information la plus indispensable pour la plupart des analyses est l'enregistrement des débits. Cependant, la mesure directe du débit dans les cours d'eau nécessite beaucoup de temps et d'efforts. Par conséquent, la plupart des banques des données du débit sont développées à partir de la conversion des hauteurs d'eau enregistrées en débit, par l'utilisation des courbes de tarage "Hauteur-Débit", (World Meteorological Organisation, 1980; Rantz et als, 1982b; International Organization for Standardization, 1983b; Kennedy, 1984; Herschy, 1995, 1999).

En plus de leurs efficacités dans l'estimation du débit en continu par les hauteurs observées, les courbes de tarage sont également utilisées dans les études des risques d'inondation par les mesures des hauteurs d'inondation correspondant au débit de la conception.

Les courbes "Hauteur-Débit" sont aussi utilisées pour décrire les conditions aux frontières à l'aval pour les modèles hydrauliques. Elles sont extrêmement importantes dans la modélisation hydraulique, car elles fournissent un état de frontière indépendant de n'importe quelle modification dans l'amont du modèle (Cunge et als, 1986).

Pour développer correctement les courbes de tarage, les débits doivent être mesurés à toutes les hauteurs lues, en utilisant au moins 10 à 12 points couvrant la gamme des hautes et basses eaux (Gupta, 2001).

Le débit est calculé par une série de méthodes conventionnelles, telles que la mesure directe (méthodes de dilution, méthode par flotteur); l'intégration de la vitesse le long de la section d'écoulement (jaugeage); et à partir de l'équation de Manning's qui est basée sur les mesures de la pente, la section et la rugosité.

La difficulté d'estimation du coefficient de rugosité dans l'équation de Manning incorpore une certaine incertitude à ces modèles empiriques. En outre, les données de la section d'écoulement sont coûteuses et elles ne sont pas souvent disponibles en particulier pour les cours d'eau non jaugés (absence des stations de jaugeage).

Au cours des crues importantes, les jaugeages par moulinet sont impossibles à conduire, de ce fait les techniques des flotteurs ou des optiques sont utilisées pour mesurer les vitesses de surface seulement. Cette vitesse de surface est multipliée par un coefficient pour estimer la vitesse moyenne, d'où les incertitudes d'estimation de la vitesse moyenne réelle et par la suite le débit. En plus de ce problème, la détermination des débits par les méthodes traditionnelles nécessite beaucoup de temps et d'efforts, de ce fait un impact économique considérable. Donc l'utilisation de ces méthodes est limitée.

Afin de dépasser ces inconvénients, Chiu (1987-1989) a introduit le concept d'entropie au domaine de l'hydraulique, ce qui a permis de développer une méthode simple et rapide pour la détermination des débits de cours d'eau naturels pour les différents régimes d'écoulement.

Objectifs de travail

L'eau prend une importance croissante dans notre vie. Apprendre à la gérer, c'est apprendre à maîtriser sa rareté mais aussi ses excès, à assurer l'alimentation en eau potable, agricole et industrielle, à l'utiliser pour créer de l'énergie et à maintenir la qualité de notre environnement. Cette gestion exige l'élaboration de méthodes adéquates et l'usage d'outils afin de minimiser les risques d'inondation ou d'étiage.

La gestion de l'eau exprime donc clairement le besoin avéré d'approfondir la connaissance du débit de l'eau dans les cours d'eau, leur variabilité spatiale et temporelle, sur des bassins versants représentatifs de l'Algérie et la maîtrise des phénomènes hydrologiques extrêmes tels que les crues et la sécheresse pour aboutir à une vision générale sur leur mode de fonctionnement hydrologique.

L'objectif de cette étude est de développer des modèles efficaces de mesure du débit applicables aux écoulements dans les cours d'eau de bassin versant du Côtier Algérois. Sous l'objectif, le projet comprend les composants suivants :

- Etablir quelques modèles analytiques et descriptifs débits liquides – hauteurs, basés sur une approche statistique d'analyse des chroniques de données et de corrélations simples;
- Estimer le débit à partir de la section mouillée et de la vitesse moyenne obtenues seulement à partir de l'information obtenue sur l'axe "y" où la vitesse maximale se produit;
- Développer des modèles simples pour estimer les sections mouillées d'écoulement en se basant sur les chroniques de données de jaugeage;
- Etablir quelques modèles analytiques et descriptifs débits liquides - sections mouillées, basés sur la méthode d'entropie;
- Chercher un modèle le plus fiable pouvant estimer les constantes liant le débit à la hauteur dans les stations hydrométriques en fonction des caractéristiques hydroclimatiques et morphométriques de notre région d'étude. Un modèle prévisionnel adapté aux conditions spécifiques, aidera à une meilleure connaissance de la relation "débit-hauteur" dans les cours d'eau non jaugés dans le bassin Côtier Algérois.

Le présent travail a été fait essentiellement sur le Bassin Côtier Algérois (Nord Algérie) sous climat méditerranéen. La région d'étude est caractérisée par un relief très diversifié. Le choix s'est porté sur la disponibilité des données et l'importance de la région dans l'économie du pays.

Méthodologie

Notre étude s'articule sur six axes principaux, qui consiste en :

- Une description du matériel opérationnel utilisé pour jauger les rivières, à travers une synthèse bibliographique se rapportant aux techniques de mesure de débit.
- Une description générale du cadre de l'étude.
- Une étude hydrologique, basée sur le traitement statistique des données pluviométriques et les écoulements, mettant en valeur les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des apports liquides annuels.
- Une modélisation des courbes de tarage des stations hydrométriques étudiées, basée sur une approche statistique d'analyse des chroniques de données.

- Application de la méthode d'entropie à quelques stations hydrométriques pour estimer le débit écoulé, et établir quelques modèles analytiques et descriptifs "débits liquides - sections mouillées".

- Modélisation des constantes liant le débit à la hauteur dans les stations hydrométriques afin de simuler et prédire la courbe de tarage en fonction des caractéristiques hydroclimatiques et morphométriques du bassin versant par application du modèle de régression multiple linéaire (RLM) et des réseaux de neurones artificiels (RNA).

1. HISTORIQUE

Les origines de la courbe de tarage actuelle (également désignées sous le nom des « courbes du débit », « jaugeage-station », « courbe de tarage », et « relation débit-hauteur ») et ses applications reviennent au début du XIX^{ème} siècle. Une grande partie de son développement a été faite dans la première moitié du XX^{ème} siècle grâce à l'apparition de nouvelles méthodes.

L'utilisation de la hauteur pour estimer le débit a été découverte au début du onzième siècle, dans la rivière de Murghab dans l'Oasis de Merv de l'Asie centrale. L'alimentation en eau et les systèmes d'irrigation complexes ont été arrangés en ajustant les portes principales (vannes), et en variant la hauteur de l'eau. Boyer (1964) rapporte, comme le premier témoignage que les anciens connaissaient une relation entre la hauteur et le débit. Dans le mid-1600, les ingénieurs italiens ont trouvé que le débit de la rivière est proportionnel au carré de la profondeur.

Follansbee (1994) et Kolupaila (1960) ont rapporté que les premiers enregistrements du débit quotidien ont été faits à la rivière de Rhin (Suisse), de 1809 à 1821. Ces enregistrements ont été calculés à partir des hauteurs lues quotidiennement en utilisant une formule développée à partir de celle d'Eytelwein ($V = 50.9\sqrt{RS}$), qui a été modifiée en 1793 à la base des vitesses mesurées.

- V est la vitesse moyenne de l'eau dans la section transversale (mètres par seconde).
- R est le rayon hydraulique (mètres).
- S est la pente.

Humphreys et Abbot (1861) ont noté que le débit avait été calculé pour les fleuves d'Adda et de PO en Italie par une méthode semblable pendant beaucoup d'années avant 1844.

Toutes ces mesures ont été basées sur la hauteur pour déterminer la section et le rayon hydraulique avec la supposition d'une pente constante pour le calcul de la vitesse à partir de la formule d'Eytelwein.

Kolupaila (1960, 1961) a signalé que la première courbe de tarage a été développée par l'ingénieur français André Baumgarten en 1840.

Follansbee (1994) a rapporté qu'entre 1878 et 1888, les ingénieurs de l'état de la Californie ont établi douze stations de jaugeage dans la vallée de San Joaquin. Les courbes de ces stations étaient représentées par les courbes des vitesses moyennes et de la section d'écoulement.

Follansbee (1994) a rapporté qu'au début de 1881, les ingénieurs de l'état du Colorado, M. Edwin S. Nettleton, ont construit des stations de jaugeage sur la grande rivière de Thompson. Ils utilisaient un moulinet pour mesurer les vitesses et en les intégrant dans chaque verticale, ils développaient une courbe, à partir de laquelle, ils estimaient le débit. Cette méthode (de Colorado) est devenue le précurseur des méthodes modernes de mesure du débit dans les stations de jaugeages et a ouvert la voie à plusieurs méthodes ultérieures. Finalement, à partir du début du 19^{ème} siècle, la méthode du Colorado a été adoptée pour la plupart des cours d'eau dans le monde.

A partir de la fin du XIX^{ème} siècle, l'utilisation des courbes de tarage pour l'estimation du débit des cours d'eau devient de plus en plus répandue et évoluée dans la plupart des cours d'eau du monde (International Organization for Standardization, 1983b). Les détails du sujet de développement et d'utilisation des courbes de tarage ont été présentés par un certain nombre d'auteurs et d'agences (Corbett et al, 1943; Carter et al, 1965; Herschy, 1975, 1995, 1999; World Meteorological Organization, 1980; Rantz et al, 1982b; International Organization for Standardization, 1983b; Kennedy, 1984;).

2. APERÇU THEORIQUE

Les processus physiques, sur lesquels beaucoup de recherches hydrauliques et hydrologiques se sont basées, ont été analysés par l'approche déterministe. Cependant beaucoup de lacunes sont encore impliquées dans l'analyse. L'approche probabiliste peut être considérée appropriée pour leur faire face et trouver une meilleure réponse pour l'analyse des processus physiques. Une approche probabiliste fondamentale est la théorie d'entropie qui a été présentée il y a presque soixante ans par Shannon (1948) dans un article historique qui représente la base de la théorie de l'information actuelle. Le concept de Shannon a été poursuivi plus tard par Jaynes en 1957, qui a introduit le principe d'entropie maximum.

Il est bien connu que l'information de l'entropie représente la mesure de l'incertitude liée à une distribution de probabilité (Chapman, 1986). Elle est indispensable pour résoudre les problèmes basés sur les modèles statistiques où l'absence des données exige des hypothèses pour estimer les paramètres.

Une formulation probabiliste importante a été développée par Chiu (1987) présentant la distribution de la vitesse dans le domaine de la probabilité en considérant l'échantillonnage aléatoire de la vitesse d'écoulement dans une section du canal. Cependant, une telle donnée n'est pas toujours disponible, Chiu a proposé un lien entre le domaine de la probabilité et de la physique. Il a dérivé des expressions de la fonction de répartition de probabilité cumulée en termes de coordonnées dans l'espace physique. La fonction de densité de probabilité de la vitesse a été alors obtenue en appliquant le principe d'entropie maximum (Chiu, 1987, 1988, 1989 ; Barbé et al., 1991).

A partir de cette formulation probabiliste, la vitesse moyenne (U_{moy}) peut être exprimée comme une fonction linéaire de la vitesse maximale (U_{max}) par un paramètre d'entropie "M" sans dimensions (Chiu, 1991). La valeur de M est une mesure fondamentale pour obtenir des informations sur les caractéristiques de la section du canal, telles que les changements de forme du lit, la pente et la rugosité (Chiu et al., 1992 ; Ardiclioglu et al., 2005). La valeur de M peut être obtenue par des couples (U_{max}, U_{moy}) mesurés à une section du canal. Tai Ho choo, (1998) a étudié cette corrélation pour quelques sections équipées le long du Fleuve Loup (Nebraska), il a trouvé un rapport linéaire parfait entre les vitesses moyennes et maximales.

Ces résultats ont été également confirmés par Xia (1997) sur la rivière de Mississippi, Yen Chang chen (1998) sur la rivière d'Allegheny, Chiu et Chen, (1999) sur la rivière Tanshui (Taiwan), Ning Chien Tung (2001) sur le grand canal de Rio (Mexique) et Moramarco et al (2004) qui ont analysé les mesures de la vitesse effectuées au cours d'une période de 20 ans dans de différents emplacements du fleuve du bassin supérieur de Tiber en Italie centrale. Ils ont trouvé que la valeur du paramètre entropique M pourrait être supposée constante dans le fleuve étudié. Donc, le rapport linéaire peut être aisément adopté pour estimer la vitesse moyenne d'écoulement par la vitesse maximale prélevée plus la possibilité de définir la distribution de vitesses en considérant seulement la vitesse maximale et le paramètre entropique M.

Le paramètre M est très utile pour les mesures du débit dans un minimum de temps et avec moins d'efforts et plus de précision, en particulier, au cours des crues importantes où les jaugeages par la méthode traditionnelle sont impossibles à conduire.

De même, il existe une multitude de méthodes pour estimer la distribution de vitesse dans une section d'écoulement. Les approches logarithmiques traditionnelles décrivent des profils de vitesse en employant des équations avec un nombre limité de paramètres qui peuvent être déterminés sur la base des points de vitesse prélevés le long de chacune des verticales. En particulier, ces approches ont besoin d'un certain nombre de mesures de vitesse égal ou plus

grand que les paramètres supposés, avec la position des points de vitesse prélevés. Fenton (2002) a présenté un procédé modifié des trois points traditionnels pour estimer la vitesse moyenne le long d'une verticale, En fait, pour le procédé proposé (l'entropie), le prélèvement a été effectué seulement à un seul point.

D'autres approches intéressantes ont été développées par Yang (2004) et Ardiclioglu (2005). Ils ont présentés un facteur de Dip-correction pour rendre en compte le phénomène d'immersion de la vitesse (les équations ne représentent pas la distribution près de lit rugueux et près de la surface libre lorsque la vitesse maximale ne se trouve pas atteinte à la surface libre).

Il existe un grand nombre d'études sur les profils des vitesses dans les cours d'eau naturels, mais peu d'études ont été adressées pour estimer la distribution spatiale de la vitesse pendant la période des crues quand les jaugeages par moulinet sont difficiles et particulièrement dangereux pour les opérateurs surtout dans la partie inférieure de l'écoulement, tandis que la valeur de la vitesse maximale d'écoulement pourrait plus facilement être obtenue puisque sa position est située dans la partie supérieure de la section d'écoulement où les mesures de vitesse peuvent être effectuées également pendant les crues (Chiu et al, 2002). Notons que l'exactitude de la courbe de targe est strictement reliée à la disponibilité des données expérimentales en basses et hautes eaux. Cependant, l'utilisation du modèle de Chiu sera la mieux adaptée pour la mesure des débits dans les cours d'eau.

Une autre issue plus importante pour la planification et la gestion des ressources en eau ainsi l'évaluation des risques d'inondation est la mesure du débit du cours d'eau par des relations empiriques reliant le débit à d'autres paramètres facilement contrôlables. La forme la plus simple est la relation "débit-hauteur" qu'on appelle couramment " courbe de tarage".

Plusieurs méthodologies expliquent la relation empirique courante entre le débit et la hauteur en supposant que le débit est en écoulement uniforme dans un canal ouvert avec une pente constante, par l'introduisant de l'équation de Manning et le coefficient du rugosité (Rantz et als, Hearshy, 1995-1999; 1982 ; Fenton, 1999). D'autres auteurs ont traité le débit comme un écoulement à travers d'un déversoir (Kennedy, 1984; Rantz et als, 1982).

Dans des tentatives plus récentes, une relation théorique basée sur les propriétés du canal est définie. Dingman et al (1997); Bjerklie (2004) ont proposé une équation indépendante du coefficient de rugosité par l'utilisation de la régression multiple. Le débit est décrit en fonction de la section, du rayon hydraulique et de la pente du cours d'eau.

L'idée de la relation non dimensionnelle (débit-hauteur) n'a pas été largement étudiée.

Quelques investigations supposent des facteurs de pondération du débit. Ervine et als (1993) ont employé un coefficient adimensionnel du débit pour quantifier l'effet des principaux paramètres affectant l'écoulement dans les méandres de la rivière. Sivapalan et als (2002) ont employé une relation débit-hauteur basée sur la surface du bassin versant pour expliquer la réponse non linéaire du bassin versant due à la dépendance des propriétés hydrologiques sur la surface du bassin.

Auristela (2006) a généralisé un rapport "débit hauteur" pour l'écoulement dans la rivière de Florida en fonction de la surface du bassin versant et l'intensité moyenne. Anna (2007) a traduit se rapport en fonction de la couverture végétale et du transport solide dans le bassin versant.

Aussi, la détermination de la relation théorique "débit-hauteur" en considérant les effets de l'écoulement instable, a été examinée par Schmidt (2002), où il a étudié le problème des courbes d'hystérésis.

Quelques investigations présentent une méthodologie pour déterminer le débit et la hauteur à une section non jaugée (absence de station de jaugeage ou l'impossibilité d'effectuer des mesures de la vitesse). Moramarco et al (2001) ont proposé une méthode simple pour rapporter la hauteur locale et le débit estimé de l'amont. La méthode reconstruit l'hydrogramme du débit à une section du cours d'eau. Elle est basée sur le niveau d'eau enregistré à la section transversale et aux débits enregistrés à une autre section transversale en amont. De même, Franchini et al (1999) ont proposé une méthodologie pour synthétiser la courbe de tarage fournie par les hauteurs surveillées, quand des données fiables de la courbe de tarage sont disponibles dans la section transversale amont. La méthodologie proposée emploie le modèle de Muskingum-Cunge pour conduire l'onde de la crue de l'amont vers l'aval.

Le débit a été également calculé à la base des caractéristiques du cours d'eau.

Cinotto (2003) a employé les dimensions du canal pour développer les courbes régionales par des analyses de la régression entre la surface de drainage, la section, la profondeur moyenne, la largeur et le débit pour 14 stations hydrométriques dans le bassin de la Pennsylvanie.

Mazvimavi et al (2006) ont également exploré l'influence des caractéristiques du bassin sur la variation spatiale des écoulements de la rivière. Ils ont étudié la corrélation de trois caractéristiques du bassin : la précipitation moyenne annuelle, l'évaporation moyenne annuelle et la pente moyenne du bassin, avec le débit du cours d'eau.

Des analyses plus complexes ont été faites en utilisant les réseaux de neurone artificiel (ANN). Bhattacharya et al (2000) ont appliqué la méthode pour développer les courbes de tarage de la rivière de Bhagirathi en Inde. Le modèle a fourni des résultats raisonnables pour les fluctuations aléatoires souvent montrées par les estimations, en employant de données produites du modèle ANN.

En Algérie, les méthodologies existantes pour la quantification des apports liquides des cours d'eau déploient les concepts généraux et les approches traditionnelles telle que la méthode du moulinet (ANRH), et étudient le débit comme une grandeur liée aux caractéristiques climatiques (précipitation) du bassin versant. La formule ($QI = 11.8 P^{2.82}$) est appliquée par l'ANRH pour les bassins algériens, tandis que d'autres études citées dans la littérature ont appliqué des nouvelles méthodes de mesure extrêmement intéressantes, à savoir la méthode de l'entropie (Ammari, 2008), Muskingum et débit-durée-fréquence (Sadeuk ben abbes, 2006) appliquée pour estimer le débit de la crue dans le bassin de l'oued Makera (région de Sidi Bel Abbès).

3. LES METHODES D'ESTIMATION DU DEBIT DES RIVIERES

L'hydrométrie est une branche de la métrologie, c'est la science de la mesure, qui s'intéresse aux écoulements de l'eau. C'est aussi l'art de mesurer des grandeurs caractéristiques relatives à l'état de la rivière grâce à des instruments de mesure. Les grandeurs mesurables dans une rivière sont nombreuses, à savoir :

- Les grandeurs caractéristiques de l'écoulement :
 - Les grandeurs géométriques telles que la hauteur d'eau de la rivière, la géométrie, la pente et la rugosité du lit ;
 - La vitesse ponctuelle de l'écoulement ;
 - Le débit, c'est à dire le volume d'eau passant à travers la section d'un cours d'eau pendant une unité de temps.
- Les grandeurs caractéristiques des caractères morphologiques :

- La quantité de la matière en suspension ;
- Le transport par charriage ;
- Les grandeurs caractéristiques de la qualité, qui sont fondamentales pour l'étude des relations avec le milieu :
 - Les matières en suspension ;
 - Les matières dissoutes (ions, oxygène, etc. ...).

Notre travail s'articule autour de la première classe de mesurables, et principalement autour de l'estimation du débit des rivières, ou jaugeage. Autant la hauteur d'eau ou la vitesse ponctuelle sont des grandeurs accessibles par un appareillage simple (Fig I.2), autant "mesurer" un débit est une chose délicate, voire impossible pour les crues, vus les volumes d'eau considérés. On "estimera" donc le débit à partir des mesurables plus facilement accessibles ; hauteur d'eau et vitesses ponctuelles.

3.1 Critères de choix de l'emplacement de la station de jaugeage

Le premier objectif d'une station de jaugeage est de fournir des estimations du débit en continu. Le principe repose sur l'hypothèse d'une existence, à une section donnée, d'une relation connue et univoque entre la hauteur d'eau et le débit d'une rivière de la forme $Q = f(H)$. Il suffit donc d'établir cette relation "hauteur-débit", appelée courbe de tarage, pour en déduire le débit.

Dans le meilleur des cas, une station de jaugeage doit répondre aux conditions suivantes (Choo, 1998) :

- La section du cours d'eau doit être droite et uniforme (section et pente restent invariables) ;
- Les berges et le lit du cours d'eau doivent être stables afin d'empêcher le changement dû aux affouillements ou à l'envasement ;
- Il ne doit y avoir aucun débordement en cas des crues ;
- Les berges et le lit du cours d'eau doivent être exempts de la croissance aquatique ;
- La section doit éviter le confluent des cours d'eau ;
- L'emplacement de la station doit être facilement accessible pour l'installation ainsi que pour le jaugeage ;
- La lecture d'échelle doit être facile, précise pour tous les débits.

Une bonne implantation de la station de jaugeage doit également fournir des caractéristiques hydrologiques stables. Il est très difficile de trouver une station de jaugeage idéale. Ainsi, même un mauvais emplacement peut être employé pour rassembler les données du débit (Yen Chang chen, 1998).

3.2 Instruments et équipements de la mesure conventionnelle du débit

3.2.1 Équipements pour la mesure de la hauteur

Deux méthodes de base peuvent être employées pour mesurer la hauteur : directe et indirecte. Les méthodes directes nécessitent la lecture de l'échelle par un opérateur. Les lectures sont systématiquement enregistrées sur le bulletin (le limnimètre), alors que les méthodes indirectes mesurent le niveau d'eau. L'enregistrement se fait automatiquement (limnigraphe à pression ou bulle à bulle, limnigraphe à flotteur, sondes à capteur capacitif et à capteur à ultrasons). Les instruments utilisés pour la mesure des hauteurs par L'ANRH sont plus détaillés.

3.2.1.1 Le limnimètre

Le limnimètre est l'élément de base des dispositifs de lecture du niveau de l'eau : il est constitué le plus souvent par une échelle limnimétrique (Figure 1) qui est une règle ou une tige graduée en métal, placée verticalement ou inclinée, et permettant la lecture directe de la hauteur d'eau à la station.



Figure I.1 : Echelle limnimétrique (Mussy, 2002).

3.2.1.2. Le limnigraphe à flotteur

Le limnigraphe à flotteur est un appareil qui maintient un flotteur à la surface de l'eau grâce à un contrepoids, par l'intermédiaire d'un câble et d'une poulie. Le flotteur suit les fluctuations du niveau d'eau, qui sont reportées sur un graphe solidaire d'un tambour. Il existe des systèmes où le crayon décrit la hauteur du tambour en 24h, une semaine ou 15 jours et le tambour tourne avec les fluctuations du niveau d'eau.

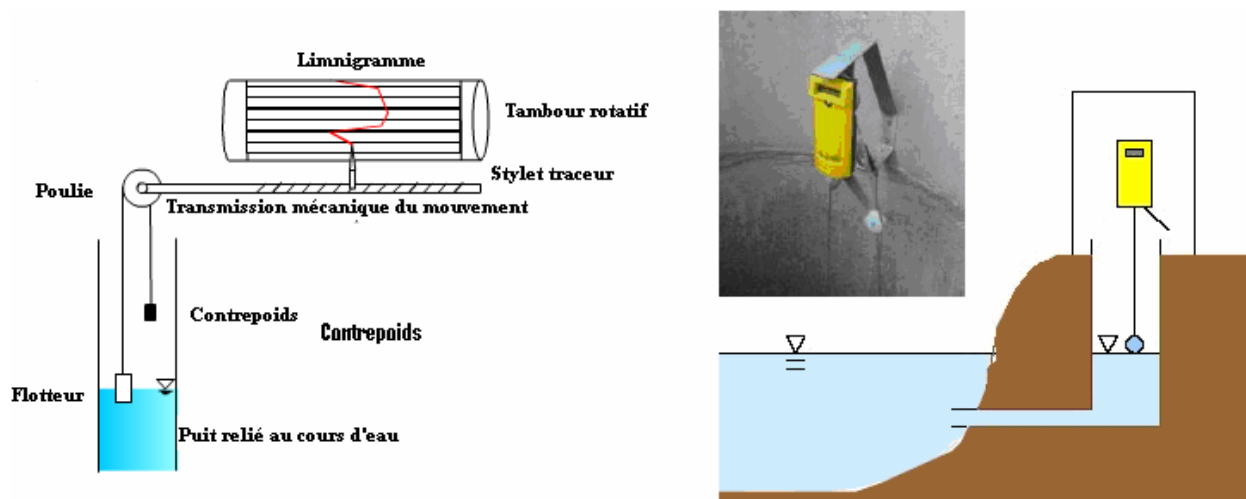


Figure I.2 : Limnigraphe à flotteur. (Mussy, 2002)

3.2.2 Équipements pour la mesure de la vitesse

3.2.2.1. Le moulinet

C'est l'appareil le plus utilisé pour la mesure ponctuelle de la vitesse, Il peut être mécanique ou électromagnétique (le courantomètre). L'hélice de courantomètre est calibrée par le constructeur de telle sorte qu'il existe une relation connue entre la vitesse de rotation de l'hélice et la vitesse du courant. Le moulinet peut se présenter sous forme de micro moulinet, pour les mesures en petites rivières, ou sous forme de Saumon, c'est à dire un corps lesté, en forme d'ogive, équipé d'un moulinet en tête de corps, pour les grandes rivières (Figure 3). Les causes d'erreurs lors d'un jaugeage au moulinet peuvent être dues à un mauvais tarage ou un détarage (usure du matériel), ce qui est propre à l'instrument de mesure, ou à un choix non judicieux des points de mesure de la vitesse, ce qui est plus général et se réfère au problème d'interpolation des méthodes par exploration du champ de vitesse.

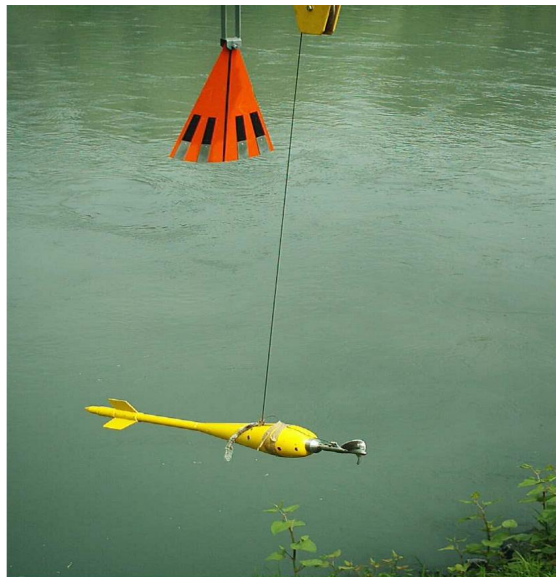


Figure I.3 : Jaugeage au saumon

3.2.2.2. Les velocimètres acoustiques et électromagnétiques

Depuis une vingtaine d'années, l'utilisation d'appareils acoustiques de mesure de vitesse s'est développée. Le principe de "Acoustic Doppler Velocimeter (ADV)" ou de "Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP)" repose sur l'analyse du Doppler d'une onde acoustique émise par l'appareil dans l'eau et réfléchi par des particules rétro diffusantes portées par le courant.

3.3 La Méthode d'estimation du débit par le moulinet

La méthode la plus populaire, la plus pratique, employée couramment pour la mesure du débit est la méthode conventionnelle de moulinet. En hautes eaux, l'utilisation des saumons est faite soit par téléphérique, soit par voie mobile (pont). Le principe consiste à explorer le champ de vitesses. Les vitesses sont mesurées par le moulinet, et les mesures de la profondeur sont faites en employant une tige, les largeurs sont alors mesurées par une règle.

La méthode peut être employée pour estimer le débit quand le niveau d'eau ne varie pas beaucoup dans une courte période. Les conditions suivantes rendent cette dernière impossible à employer pour estimer le débit au cours des périodes des crues :

1. Les conditions d'écoulement changent rapidement.
2. Les mesures de vitesses et de profondeur ne peuvent pas être déterminées dans une courte période.
3. Les conditions atmosphériques ne permettent pas aux mesures d'être faites.

Le concept de la méthode conventionnelle du moulinet consiste à diviser la section transversale d'écoulement en plusieurs verticales, et à mesurer les profondeurs et les vitesses pour chacune d'elles.

Le débit d'écoulement de la section transversale est calculé en employant la méthode de la section médiane (mi-section), ou la méthode de la section moyenne. La méthode de la section moyenne est légèrement plus précise que la méthode de mi-section, mais la mi-section est plus rapide et plus employée.

La section transversale est divisée en bandes élémentaires par plusieurs verticales. La méthode de mi-section est basée sur le calcul de la vitesse et de la profondeur sur la verticale au centre de la bande. Le débit de deux petits triangles près des berges est ignoré (figure I.4).

L'hypothèse de la méthode mi-section est que la vitesse moyenne à chaque bande rectangulaire peut être obtenue en employant les vitesses mesurées à chaque verticale. Par conséquent, le débit élémentaire, q_i , peut être calculé comme suit :

$$q_i = d_i w_i v_i \quad (I.1)$$

Avec

$$w_i = \frac{b_{i+1} - b_{i-1}}{2}$$

v_i : vitesse moyenne de la normale du courant à la bande i ;

d_i : profondeur moyenne de la bande i ;

w_i : largeur de chaque bande i ;

b_{i-1} : distance du point relatif à la verticale précédente ;

b_{i+1} : distance du point relatif à la verticale suivante.

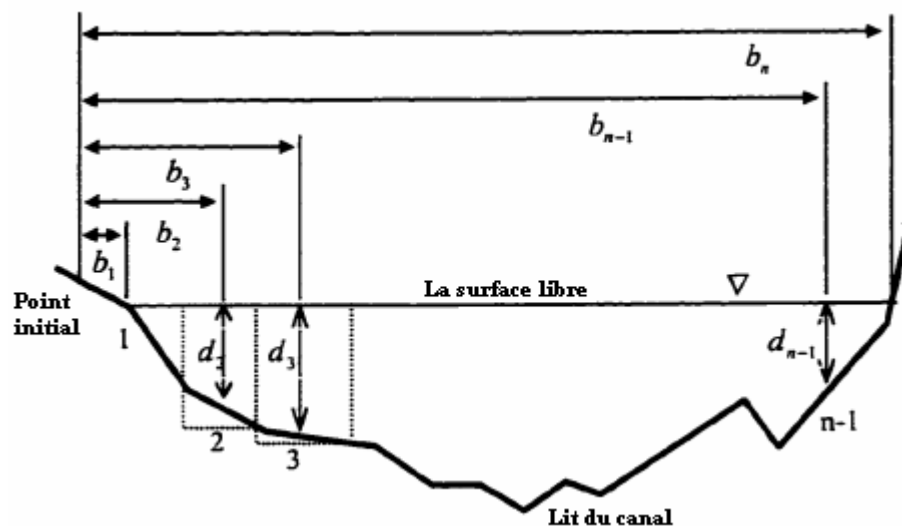


Figure I.4 : Méthode de mi-section

La profondeur et les vitesses sont prises sur les verticales. Cependant, la méthode de la section moyenne prend la vitesse moyenne et la profondeur de chaque bande comme moyenne des vitesses et des profondeurs des verticales entre les bandes (figure.5), le débit de chaque bande est calculé comme suit :

$$q_i = \left(\frac{d_{i-1} - d_i}{2} \right) \left(\frac{v_{i-1} - v_i}{2} \right) w_i \quad (\text{I.2})$$

Avec $w_i = b_{i-1} - b_i$.

Le débit dans les deux bandes sera la somme des débits élémentaire de chacune d'elles.

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (\text{I.3})$$

Q : débit d'écoulement.

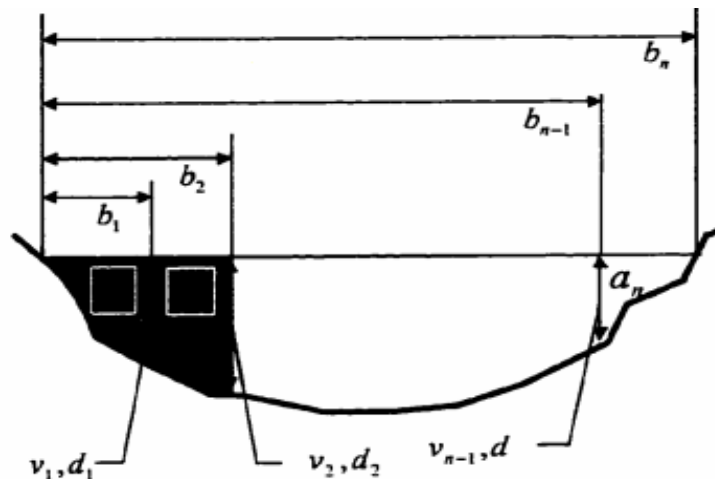


Figure I.5 : Méthode de la section moyenne

Quand le débit d'une bande est estimé, la vitesse moyenne doit être déterminée à la verticale (le moulinet peut seulement mesurer la vitesse en un point) par la relation de la vitesse moyenne, et les distributions de vitesse sur la verticale. Quelques méthodes existent, parfois utilisées pour estimer la vitesse moyenne sur chaque verticale. Plus souvent, les méthodes utilisées dans le domaine pour déterminer la vitesse moyenne sont :

- La méthode graphique ;
- Les méthodes traditionnelles ;
- Les méthodes alternatives.

3.3.1. La méthode graphique

Sur un graphique, au niveau de chaque verticale, chacune des vitesses est représentée par un vecteur horizontal dirigé dans le sens du courant et dont la grandeur est proportionnelle à la vitesse ponctuelle considérée. Donc l'épure des vitesses est tracée pour chacune des verticales i à partir de laquelle la vitesse moyenne est déterminée par le planimétrage de l'épure de la vitesse pour la verticale i et la profondeur de la verticale i . C'est la méthode la plus utilisée par l'ANRH.

3.3.2. Les méthodes traditionnelles

La valeur moyenne de la vitesse dans chaque verticale prélevée, utilisée pour le calcul du débit, est estimée par des observations du moulinet par une des méthodes traditionnelles décrites ci-dessous. Ces méthodes sont basées sur la théorie du profil de vitesse logarithmique (loi universelle de Prandtl Von Karman) pour un écoulement turbulent dans un lit rugueux. Ce genre de distribution de vitesse est appliqué à la profondeur d'eau entière, même s'il est strictement

valide seulement dans la partie inférieure de la couche turbulente. La loi logarithmique classique peut être exprimée comme :

$$U(y) = \frac{U_*}{K} \ln \frac{y}{y_0} \quad y > y_0 \quad (\text{I.4})$$

Avec:

- y : profondeur;
- U_* : vitesse de cisaillement ; $U_* = (gRS)^{0.5}$ (g : accélération gravitaire, R : rayon hydraulique, et S : pente d'énergie) ;
- k : constante de Von Karman;
- y_0 : profondeur où la vitesse égale zéro par hypothèse.

3.3.2.1. La méthode du six dixième de la profondeur (un point)

La méthode de six dixièmes de la profondeur consiste à mesurer la vitesse à 0.6 de la profondeur à la surface de l'eau. Elle est généralement employée pour des écoulements peu profonds. La mesure simple fournit la vitesse verticale moyenne. Cette prétention est basée sur la théorie du profil de vitesse logarithmique de Prandtl Von Karman pour les écoulements turbulents dans un lit rugueux, comme souligné ci-dessus.

3.3.2.2. La méthode de deux points

La méthode de deux points consiste à mesurer la vitesse à 0.2 et puis à 0.8 de la profondeur à la surface de l'eau, et d'utiliser la moyenne des deux mesures. Une grande précision est obtenue avec cette méthode dont l'utilisation est en grande partie recommandée dans la pratique hydrologique. Cependant, la méthode ne doit pas être employée pour des tirants d'eau faibles ; plus bas que 0.75 m. L'acceptation de la méthode est basée sur l'étude des profils de vitesse et des observations expérimentales. Par conséquent, la vitesse d'écoulement moyenne de la verticale, U , est estimée par :

$$U = U_{0.2} + U_{0.8} \quad (\text{I.5})$$

$u_{0.2}$ et $u_{0.8}$ sont les vitesses mesurées à 0.2, 0.8 de la profondeur à la surface de l'eau, respectivement.

3.3.2.3. La méthode de trois points

Cette méthode est basée sur les observations de la vitesse prélevées à 0.2, à 0.6 et à 0.8 de la profondeur au-dessous de la surface de l'eau. La valeur moyenne verticale de la vitesse est généralement obtenue par l'expression (I.6).

$$U = 0.25(U_{0.2} + 2U_{0.6} + U_{0.8}) \quad (\text{I.6})$$

Avec : $u_{0.2}$, $u_{0.6}$ et $u_{0.8}$ sont les vitesses mesurées à 0.2, 0.8 de la profondeur au-dessous de la surface de l'eau, respectivement.

3.3.3. Les méthodes alternatives

Quand la valeur maximale de la vitesse se produit au-dessous de la surface de l'eau, la loi logarithmique n'est pas précise pour reproduire le profil réel de vitesse. Ce phénomène est dû aux effets secondaires du courant induit par les parois latérales, particulièrement dans des canaux étroits. Il est connu sous le nom "l'effet d'immersion, dip effect". Dans ces cas, il est nécessaire de considérer une autre loi de distribution de vitesse où un facteur de correction est présent dans l'équation (I.4).

3.3.3.1. La méthode de Fenton

Pour présenter la possibilité que le profil de vitesse écarte de la forme logarithmique et qu'il peut présenter à une valeur maximale à un certain point sous la surface de l'eau, une limite additionnelle peut être ajoutée à l'équation (I.4).

En particulier, Fenton (2002) a proposé l'expression (I.7) :

$$U(y) = \frac{U_*}{K} \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) + a_1 \frac{y}{D} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

a_1 : coefficient inconnu, ayant la même unité que la vitesse

D : profondeur verticale.

Si trois points de vitesse, u_1 , u_2 et u_3 , sont prélevées en différentes positions Y_1 , Y_2 et Y_3 , toutes les trois quantités (u_*/k , Y_0 et a_1) inconnues dans l'équation (I.8), peuvent être estimée par la procédure de calibrage.

L'équation (I.7) peut être intégrée pour obtenir la valeur de la vitesse moyenne d'écoulement le long de la verticale :

$$\bar{u} = \int_0^D U(y) dy = \frac{U_*}{K} \ln\left(\frac{D}{y_0} - 1\right) + \frac{a_1}{2} \quad (\text{I.8})$$

Fenton (2002) a présenté une limite quadratique additionnelle dans l'équation (I.7) pour reproduire mieux la courbure du profil des vitesses, rapportant :

$$U(y) = \frac{U_*}{K} \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) + a_1 \left(\frac{y}{D}\right) + a_2 \left(\frac{y}{D}\right)^2 \quad (\text{I.9})$$

Où :

a_2 : coefficient inconnu additionnel estimé à partir des mesures de vitesse. Dans ce dernier cas, le prélèvement de quatre points de vitesse à différentes positions le long de chacune des verticales est nécessaire.

3.3.3.2. La méthode de Yang

Yang et al (2004) ont proposé une loi logarithmique modifiée (dip modified logarithmic) pour la distribution des vitesses dans l'écoulement uniforme lisse dans un canal ouvert, basé sur deux profondeurs logarithmiques : le lit ($\ln(y/y_0)$) et la surface de l'eau ($\ln(1-y/D)$) :

$$U(y) = U_* \left(\frac{1}{K} \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) + \frac{\mu}{K} \ln\left(1 - \frac{y}{D}\right) \right) \quad (\text{I.10})$$

" μ " : facteur de correction (dip-correction), dépendant seulement de la profondeur relative de l'endroit de la vitesse maximale Y_{\max} , et de la profondeur d'eau D , μ peut être estimé en utilisant l'équation (I.10) égalisant du/dy à 0, en obtenant :

$$\mu = \frac{D - y_{\max}}{y_{\max}} \quad (\text{I.11})$$

Trois points de vitesse, prélevés à des distances différentes du lit, sont nécessaires pour décrire par l'équation (I.10) le profil entier des vitesses le long de la verticale. Cette méthode est physiquement basée et dérivée d'une expression approximative de la distribution d'effort de cisaillement de Reynolds pour les écoulements uniformes dans un canal rectangulaire.

3.3.3.3. La méthode de l'entropie

(Voir paragraphe 4)

3.4 La Méthode d'estimation du débit en utilisant des flotteurs

C'est une méthode archaïque mais essentielle quand aucun des appareillages précédemment cités ne peut être déployé. La méthode des flotteurs consiste à mesurer le temps mis par une particule flottant à la surface de la rivière (traceur naturel comme des débris végétaux, ou flotteur rajouté par le manipulateur) pour parcourir une distance donnée et en déduire ainsi une vitesse en surface (l'U.S. Geological Survey a suggéré un temps de déplacement de 20 secondes).

Une bonne répartition des flotteurs sur la surface de la rivière est nécessaire. En convertissant la vitesse de surface en vitesse moyenne sur la profondeur et en connaissant la bathymétrie de la section en travers, le débit peut être estimé.

La vitesse moyenne est estimée en employant un coefficient extérieur de coordination de vitesse. Le coefficient 0.85 est généralement le plus utilisé. Cependant, Les flotteurs peuvent être affectés par le vent, les vagues et les remous. Le coefficient employé pour convertir la vitesse extérieure en vitesse moyenne ne doit pas être forcément identique, en raison des différentes conditions d'écoulement dans les stations de jaugeage. Le coefficient augmente habituellement quand le débit augmente. Dans quelques situations, il dépasse 1.0.

L'hypothèse de la méthode du flotteur est que la vitesse maximale se produit sur la surface de l'eau, alors que celle-ci se produit habituellement sous la surface de l'eau au cours des périodes des hautes eaux.

3.5 La Méthode d'estimation du débit par dilution

Cette méthode est basée sur l'étude de la dilution par le courant d'un traceur ajouté à une concentration et un débit connu dans la rivière. Une distance suffisante entre la section transversale d'injection et la section aval est nécessaire afin d'assurer un mélange intégral des traceurs avec l'eau. Le traceur est injecté de manière instantanée ou continue. Le débit à l'aval se calcule par conservation de la masse.

Pour la méthode de l'injection continue le débit peut être calculé par l'expression (I.12) :

$$Q = \frac{C_1 - C_i}{C_i - C_2} q \quad (\text{I.12})$$

Avec : q est la quantité injectée du traceurs, C_1 est la concentration des traceurs injectés dans le courant, C_2 est la concentration de traceur dans l'échantillon en aval, et C_i est la concentration originale de traceur dans le courant.

Pour la méthode de l'injection instantanée le débit est estimé par l'équation (I.13) :

$$Q = \frac{VC_3}{\int_0^{\infty} (C_d - C_b) dt} \quad (\text{I.13})$$

Où : V est la quantité injectée du traceur, C_3 est la concentration de traceur injectée dans le courant, le C_d est la concentration de traceur à un moment donné dans la section transversale aval, et le C_b est la concentration précédents de traceur.

Le choix des traceurs est important pour éviter la contamination de l'environnement. La méthode de dilution est mieux employée dans les écoulements turbulents, puisque le traceur peut être bien mélangé avec l'eau. Cependant, le coût reste élevé.

3.6 Méthode du "bateau mobile"

Mise au point par Smoot vers 1960, c'est une mesure par intégration horizontale de la vitesse de surface. Le bateau se déplace d'une rive à l'autre, avec un moulinet hydrométrique mesurant en continu la vitesse de l'eau à un mètre de profondeur. La superficie de la section mouillée est déterminée par un relevé à l'écho-sondeur. Cette méthode reste, d'un emploi délicat car :

- la vitesse du courant est telle que le bateau n'arrive pas à garder la ligne droite d'une rive à l'autre,
- la trajectoire et la section de mesure ne sont plus les mêmes d'une traversée à l'autre.

3.7 Les Méthodes graphiques d'estimation du débit

3.7.1 La Courbe de tarage

La courbe de tarage est le rapport entre la hauteur et le débit en un point spécifique dans un cours d'eau. La courbe de tarage pour un cours d'eau est créée d'une manière périodique en relevant les hauteurs et les débits qui leurs correspondent, ces mesures sont employées pour produire une relation mathématique unique, pour un endroit particulier et habituellement pendant une période particulière. Les courbes de tarage résultantes sont utiles pour mesurer en continu et interpoler ou extrapoler les débits d'écoulement.

S'il y a une relation directe entre le débit et la hauteur, la courbe de tarage est dite simple. Une courbe simple n'est pas seulement une courbe unique, le plus souvent c'est une courbe composée de trois segments pour les basses, moyennes et hautes eaux (Kennedy, 1984).

La forme la plus utilisée de la courbe de tarage traite le débit comme une fonction unique de la hauteur. Ces courbes suivent typiquement une courbe de puissance de la forme donnée par l'équation (I.14) (International Organization for Standardization, 1983b ; Kennedy, 1984 ; Herschy, 1995, 1999) :

$$Q = a (H \pm h_0)^b \quad \text{(I.14)}$$

Q : débit

H : hauteur

H₀ : hauteur mesurée au débit nul

a,b : constantes

Pour la plupart des stations, l'équation (I.14) est une simplification préférée. Généralement la courbe est composée de trois segments de différentes gammes du débit. Chacun de ces segments peut suivre la forme de l'équation (I.14), mais à des valeurs uniques de a, b, et H₀. Les segments sont typiquement reliés par des courtes courbes de raccordement. Des méthodes statistiques ont été développées pour adapter les courbes sous forme de l'équation (I.14) ou sous forme polynomiales (Herschy, 1995, 1999). Cependant, pour la plupart des écoulement naturel, l'ajustement graphique des courbes par les observations est la méthode préférée (International Organization for Standardization).

3.7.2 Écoulement à travers les déversoirs

L'équation de base utilisée pour l'écoulement au-dessus d'un déversoir est :

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (\text{I.15})$$

C : coefficient du déversoir ;

L : longueur du déversoir ;

H : lame d'eau déversante.

L'exactitude de l'estimation du débit, donnée par l'équation (I.15), dépend du coefficient du déversoir. Ce coefficient varie avec la forme du déversoir, il peut être obtenu par l'analyse dimensionnelle et la similitude dans le laboratoire.

3.7.3 La méthode du facteur Pente-frottement

L'approche classique basée sur le facteur α de pente-frottement, est dérivée de l'équation de Manning pour l'estimation du débit Q (Herschy, 1985 ; Barbetta et al, 2002) :

$$Q(h) = A(h)U(h) = \frac{\sqrt{S_f(h)}}{n(h)} A(h)R(h)^{2/3} = \alpha(h)A(h)R(h)^{2/3} \quad (\text{I.16})$$

Avec : A : section d'écoulement, h : niveau d'eau, U : vitesse moyenne, $S_f(h)$: pente de la surface de l'eau, n : coefficient du rugosité et R : rayon hydraulique.

Afin d'obtenir l'expression de la courbe de tarage, Q (h), le rapport entre le facteur α et la hauteur h, et entre la quantité $A(h)R(h)^{2/3}$ et le niveau d'eau, doivent être définis. $A(h)R(h)^{2/3}$ doit augmenter avec la hauteur et dépend de la géométrie de la section d'écoulement. Pour estimer le rapport $\alpha(h)$, les mesures de vitesse doivent être utilisées. En particulier, pour chaque hauteur observée h, le facteur α est évalué comme rapport du débit observé Q, et la valeur de la quantité $A(h)R(h)^{2/3}$ correspondant à la hauteur enregistrée h :

$$\alpha(h) = \frac{Q}{A(h)R(h)^{2/3}} \quad (\text{I.17})$$

Typiquement, la valeur du facteur augmente avec la hauteur et cette tendance permet de déterminer une valeur asymptotique pour l'utiliser pendant la phase d'extrapolation de la courbe de tarage.

Les limitations pratiques de la méthode du facteur de pente-frottement sont :

- Les effets instables ne sont pas tenus ;
- L'extrapolation au-dessus du 30% du niveau d'eau correspondant à la mesure du débit la plus élevée n'est pas possible (non souhaitable);
- Le facteur α n'a pas une signification physique.

D'une autre part, cette méthode est simple et facilement applicable et exige la connaissance de la géométrie de la section d'écoulement.

3.7.4 La méthode du facteur surface-pente (Conveyance method)

L'équation de Manning (I.16) peut être réécrite en fonction de la pente de la surface de l'eau, S_f , comme suit :

$$Q(h) = A(h)U(h) = \frac{\sqrt{S_f(h)}}{n(h)} A(h)R(h)^{2/3} = K(h)\sqrt{S_f(h)} \quad (\text{I.18})$$

Dans cette équation, la valeur du débit dépend uniquement de la pente de la surface libre, S_f . Par conséquent, cette méthode est employée souvent pour estimer le débit quand aucun des instruments de mesure ne peut être utilisé. Le procédé à appliquer comprend les étapes suivantes (Fenton, 1999) :

1. Deux appareils de mesure de la hauteur doivent être installés, afin de pouvoir mesurer la pente de la surface de l'eau à la station de jaugeage. Un de ces derniers peut être placé à la section où les mesures de jaugeage sont prises, et l'autre à une distance en amont ou en aval telle que la différence de la hauteur entre les deux points représente la pente de la surface de l'eau.

2. Pour différents états d'écoulement, le débit Q doit être mesuré par l'une des méthodes conventionnelles citées précédemment. Pour chaque mesure du débit, les hauteurs extérieures aux deux indicateurs de niveau doivent être enregistrées afin d'estimer S_f . En utilisant l'équation (I.18), le Q mesuré et le S_f prévu donnent la valeur appropriée du facteur K , pour cette étape.

3. Pour tous les couples (h_i, K_i) , on trace la courbe $K(h)$.

4. Typiquement, la valeur du facteur K augmente avec la hauteur jusqu'à une valeur h où elle devient constante et cette tendance permet de déterminer une valeur asymptotique pour l'utiliser pendant la phase d'extrapolation de la courbe de tarage et corriger les débits estimés après les effets du changement et de l'instabilité du courant d'eau.

Un exemple de l'application de la méthode du facteur surface-pente concerne la station hydrométrique de Ponte Nuovo dans le fleuve supérieur de Tiber (Italie). Au fleuve, une section localisée à 800 m en aval de la station hydrométrique, où les mesures des vitesses sont possibles. La figure 6 montre la tendance de la quantité $1/K(h)$ en fonction de la hauteur. Le choix de la meilleure courbe convenable aux points mesurés, accorde une valeur asymptotique de $1/K(h)$ qui peut être adoptée pour les hautes eaux.

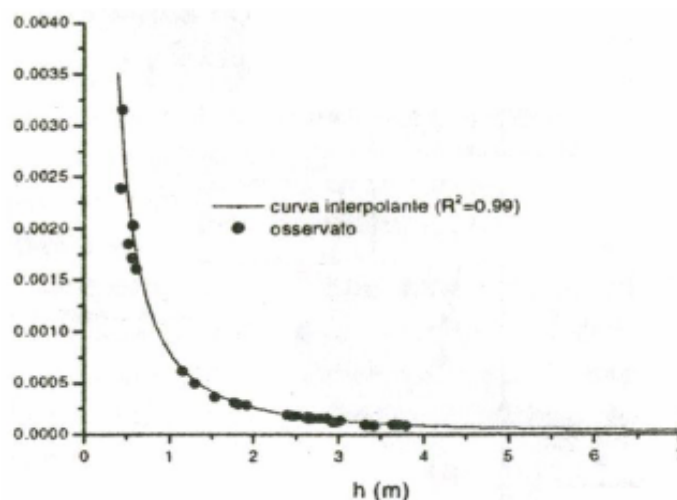


Figure I.6 : la quantité $1/K$ en fonction de la hauteur (Station hydrométrique de Ponte Nuovo) (Barbetta, 2002).

3.7.5 La hauteur locale et débit commandé à distance

Pour tenir compte des effets instables, plusieurs approches hydrologiques et hydrauliques ont été proposées (Cunge, 1969; Fread, 1975; Fenton, 1999; Franchini, 1999; Moramarco, 2001).

Si seulement les hauteurs sont connues à la section concernée, la courbe de tarage exige la connaissance des deux autres paramètres. Dans la méthode de Muskingum, par exemple, si les coefficients du modèle sont connus, au moins encore deux paramètres liés à la courbe de tarage à la section aval doivent être mesurés.

Moramarco et al (2001) ont proposé une méthode simple pour rapporter la hauteur locale à une section où les mesures de la vitesse ne sont pas disponibles, aux données hydrauliques enregistrées à une section qui se trouve à une certaine distance en amont, dans le cas où la contribution des apports latéraux est négligeable. Moramarco et als (2005) ont proposé une prolongation du modèle pour tenir compte des apports latéraux.

Ce modèle est basé sur l'équation (I.19).

$$Q(t) = \gamma \frac{A(t)}{A_u(t - T_L)} Q_u(t - T_L) + \delta \quad (\text{I.19})$$

Q_u : débit en amont, A et A_u : sections d'écoulement aval et amont respectivement ; T_L : temps de propagation de l'onde de la crue dépend de la célérité de l'onde, c : est supposé comme le temps de décrue de l'hydrogrammes de la section amont ; et sont les paramètres du modèles estimés en considérant l'extrémité aval.

Pour estimer les paramètres et , les conditions de basse et haute eaux sont considérées comme :

$$Q_d(t_b) = \gamma \frac{A_d(t_b)}{A_u(t_b - T_L)} Q_u(t_b - T_L) + \delta \quad (\text{I.20})$$

$$Q_d(t_p) = \gamma \frac{A_d(t_p)}{A_u(t_p - T_L)} Q_u(t_p - T_L) + \delta$$

t_p et t_b : temps où les hautes et basses eaux sont produites à la section aval.

S'assurant que la courbe de tarage en aval est inconnue, ces deux états d'écoulement ont été étudiés comme suit. Le débit des basses eaux $Q_d(t_b)$ de la section aval peut être facilement obtenu, et le débit des hautes eaux $Q_d(t_p)$ est estimé par la relation (I.21).

$$Q_d(t_p) = (Q_u(t_p - T_L) - Q^*) + qL \quad (\text{I.21})$$

Avec : Q^* et q : débit de la haute eaux de la section amont et débit latéral, respectivement.

Franchini et al (1999) ont proposé une méthode basée sur le modèle de Muskingum pour rapporter la hauteur locale à une section où les mesures de la vitesse ne sont pas disponibles, aux données hydrauliques enregistrées à une section qui se trouve à une certaine distance en amont :

$$h_d(t + T_L) = \left\{ \frac{1}{\lambda} \left[(1+p)C_0Q_u(t + T_L) + (1+p)C_1Q_u(t) + C_2\lambda h_d^\delta(t) \right] \right\}^{1/\delta} \quad (\text{I.22})$$

et sont des paramètres inconnus dépend de la courbe de tarage dans la section aval.

C_0 , C_1 et C_2 sont des coefficients de Muskingum

Q_u : débit en amont.

H_d : hauteur enregistrée en aval

P : paramètre $p = qL / Q_u^p$

$$Q_d = h_d$$

Q_d : débit en aval.

L'équation I.22 est une forme explicite du modèle classique de Muskingum. Sa résolution implique l'estimation de cinq paramètres par la technique de la Régression multiple non linéaire.

3.7.6 Modélisation hydraulique

La modélisation hydraulique peut être utilisée dans le but d'évaluer les courbes de tarage. Différents modèles ont été employés comme Mike11, développé par l'institut hydraulique Danois, et HEC-RAS (l'US Army Corps of Engineers). Le processus de cheminement de la vague le long de la rivière y compris la section de jaugeage est décrit par les équations bien connues de Saint Venant. En particulier, le modèle Mike11 peut simuler correctement des effets instables puisqu'il emploie deux méthodes pour résoudre les équations de continuité et de la quantité de mouvement. L'application des modèles hydrauliques exige :

- La planimétrie du réseau hydrographiques et géométrie des structures ;
- Les propriétés géométriques du canal;
- Les conditions initiales ;
- Les conditions aux frontières (hydrogramme d'entrée ; courbe de tarage amont ou niveau d'eau aval, etc.) ;
- La rugosité du canal.

Cependant, cette méthode est difficile à s'appliquer et exige la connaissance de la géométrie de la rivière; donc, des aperçus coûteux de la topographie doivent être effectués.

3.7.7 Méthode basée sur les variables hydrauliques

En général, l'équation "profondeur-débit" peut être développée à partir de l'équation de Manning, généralement applicable aux cours d'eau naturel (Chow, 1959). Pour un canal rectangulaire large ($W > 10Y$), La courbe profondeur-débit est déduite de l'équation de Manning comme suit :

$$Q = (WS^{0.5} / n)Y^{1.67} = aY^{1.67} \quad (\text{I.23})$$

Où W est la largeur au miroir, Y la profondeur d'eau moyenne, S la pente de frottement (Pente de la ligne d'énergie équivalent à la pente de la surface de l'eau ou de lit lorsque l'écoulement est uniforme) et n le coefficient de résistance de Manning. Dans l'équation (I.23), la profondeur moyenne est la variable dynamique prédictive. Le coefficient "a" peut être directement calculé à partir des propriétés du canal, il est composé d'un facteur géométrique défini par W et d'un facteur du canal défini par $S^{0.5}/n$ (qui représente l'équilibre entre la force de la gravité fourni par S et la résistance d'écoulement, n). Dans le canal rectangulaire, W est constant et de même si S et n sont constants, le coefficient "a" est constant.

Dans la mesure où S et n varient avec la profondeur, l'exposant de l'équation (I.23) peut également varier.

La résistance du canal ne peut pas être mesurée directement mais elle est habituellement déduite à partir des composants des matériaux de lit et des berges du canal, et d'autres facteurs. Dans la pratique, la résistance du canal est difficile à estimer avec exactitude et varie souvent considérablement avec le débit (Dingman et al, 1997). Cependant, une étude statistique est faite par Dingman et al (1997) qui ont prouvé que des évaluations raisonnablement précises de Q pour des écoulements dans le canal peuvent être obtenues sans introduire la résistance comme variable d'entrée.

En supposant que le rayon hydraulique de la section transversale est équivalent à la profondeur moyenne (c'est prévu pour un canal large), Dingman et al ont montré avec l'analyse de régression multiple que le débit du canal large peut être estimé comme suit :

$$Q = 4.62W^{1.17}Y^{1.57}S^{0.34} \quad \text{(I.24)}$$

Ce modèle a été testé dans différentes régions du globe (128 rivières) et a donné des résultats plus ou moins satisfaisants (erreur moyenne de 20%).

Des modèles semblables à (I.24) ont été développés par Bjerklie (2004) qui suppose que la résistance est une fonction de la pente et de la géométrie du canal, pour des situations où la rugosité ne peut pas être effectivement mesurée.

4. METHODE DE CHUI

En raison de la présence d'une surface libre et du frottement le long du lit du canal, la vitesse d'écoulement dans une section transversale du canal n'est pas uniformément distribuée. Les modèles de distribution de vitesse existants tels que la loi de puissance et la loi universelle de Prandtl-von Karman peuvent représenter uniquement les profils de distribution, où la vitesse augmente avec la profondeur.

Il est également bien connu que les modèles existants sont inapplicables au voisinage du lit du canal et à la surface de l'eau. Par conséquent, un modèle utile de distribution de vitesse est nécessaire tel que l'équation de distribution de la vitesse de Chui. Elle est capable de représenter un profil de vitesse pour la profondeur de l'eau entière même quand la vitesse maximale se produit au dessous de la surface de l'eau.

Chiu a proposé un système principal des isovels, qui était un système de coordonnées orthogonal $\xi - \eta$. Ce système de coordonnées $\xi - \eta$ peut décrire la distribution de vitesse par un ensemble des isovels, et permettre à la relation u et de η d'être unique. Le système de coordonnées $\xi - \eta$ est défini sur la figure I.7 et les principaux isovels d'écoulement peuvent être exprimés par :

$$\xi = Y(1 - Z)^{\beta_i} \exp(\beta_i Z - Y + 1) \quad (\text{I.25})$$

$$\eta = \pm \frac{1}{Z} (|1 - Z|^{\beta_i})^{\frac{(D + \delta_y - h)}{(B_i + \delta_i)}} \exp \left[Z + Y \beta_i \left(\frac{D + \delta_y - h}{B_i + \delta_i} \right)^2 \right] \quad (\text{I.26})$$

Avec :

$$Y = \frac{y + \delta_y}{D + \delta_y - h} \quad (\text{I.27})$$

$$Z = \frac{|z|}{B_i + \delta_i} \quad (\text{I.28})$$

D est la profondeur d'eau à l'axe y où la vitesse maximale se produit, B_i est la distance entre l'axe y et les berges du canal à la section transversale, si i égal à 1 ou à 2; z est la coordonnée dans la direction transversale; y est la direction verticale du lit du canal; et h , δ_i , β_i sont les paramètres caractérisant la distribution de vitesse de l'écoulement. La section transversale du canal est principalement commandée par δ_i et β_i . Si les deux δ_i et β_i se rapprochent de zéro, la forme de la section transversale du canal est rectangulaire. L'endroit de la vitesse maximale sur l'axe y est contrôlé par h . Si $h > 0$, la vitesse maximale se produit au-dessous de la surface libre. Si $h \leq 0$, la vitesse maximale se produit sur la surface de l'eau.

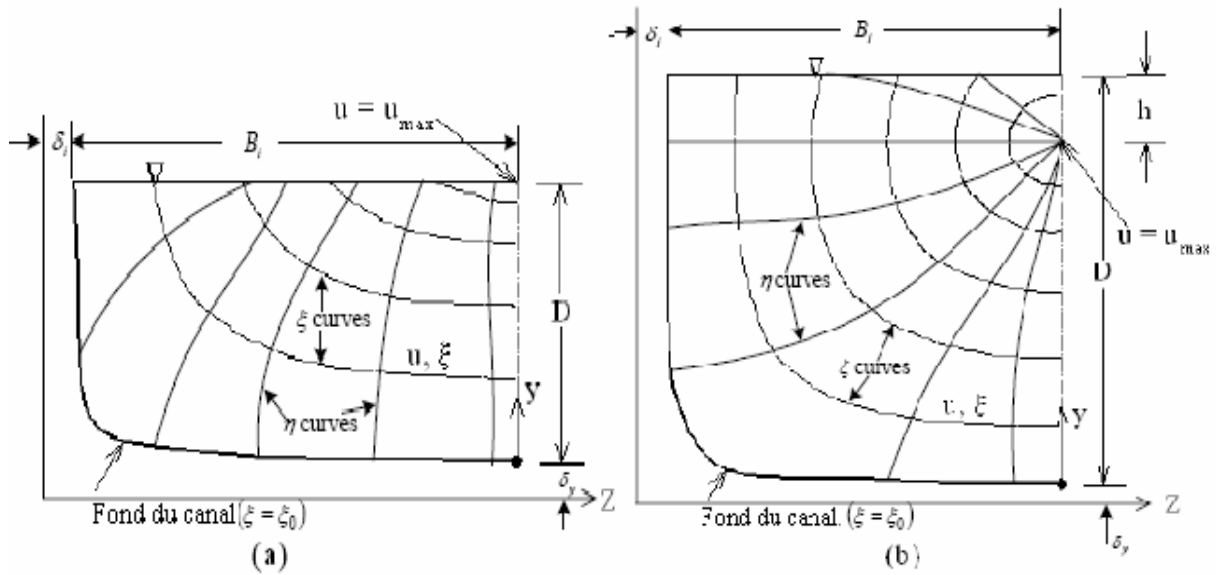


Figure I.7 : les coordonnées de système - : (a) $h \leq 0$, (b) $h > 0$

4.1 Modèle statistique de distribution de vitesse

La distribution de la vitesse de Chui est :

$$\frac{\xi - \xi_0}{\xi_{max} - \xi_0} = \int_0^u p(u) du \tag{I.29}$$

Avec :

$$0 \leq \xi \leq 1 \tag{I.30}$$

u est la vitesse sur l'isovelle de valeur ξ . ξ_0 est la valeur de ξ quand $u=0$ et ξ_{max} est la valeur de ξ quand u est la vitesse maximale. La probabilité de la vitesse est la surface d'isovelle entre ξ_0 et ξ .

L'équation de distribution de la vitesse de Chui est basée sur le concept de maximisation de l'entropie de l'information de Shannon. L'entropie de l'information de Shannon est une mesure du contenu de l'information, qui dépend du niveau de la connaissance ou de l'incertitude. Par conséquent, c'est une mesure d'incertitude. Mathématiquement, l'entropie de l'information de Shannon est exprimé comme :

$$H(X) = - \int p(X_j) \ln p(X_j) \tag{I.31}$$

$H(X)$ représente la teneur moyenne de l'information contenue. En dérivant l'équation de distribution de la vitesse de Chui, l'entropie de l'information du Shannon a été employée comme mesure d'incertitude.

Dans la probabilité, l'entropie de l'information du Shannon est définie comme :

$$H(u) = - \int_0^{u_{max}} p(u) \ln p(u) du \tag{I.32}$$

$p(u)$ est la fonction de densité de probabilité, qui doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\int_0^{u_{\max}} p(u) du = 1 \tag{I.33}$$

$$\int_0^{u_{\max}} up(u) du = \bar{u} \tag{I.34}$$

La vitesse moyenne égale à Q/A , où Q est le débit et A est la section. L'équation (I.34) doit satisfaire la condition que u doit être répartie sur la section de telle sorte que $\bar{u} A=Q$. La méthode est basée sur le postulat qu'un système dans une condition régulière d'équilibre tend à maximiser l'entropie. Dans la théorie de l'information, l'entropie définie par l'équation (I.32), est interprétée comme une teneur moyenne en information par message (données d'échantillon) concernant u et employée comme mesure d'incertitude, où la maximisation d'entropie est capable à rendre la distribution de probabilité aussi uniforme que possible.

Si l'entropie est maximisée (l'objet de deux conditions Eq.(I.33) et Eq.(I.34) par la méthode de multiplicateur de Lagrange, la fonction de densité de probabilité peut être obtenue comme :

$$p(u) = e^{\lambda_1 - 1} e^{\lambda_2 u} \tag{I.35}$$

λ_1 et λ_2 : multiplicateur de Lagrange. En substituant de l'équation (I.35) dans l'équation (I.34) on obtient :

$$\int_0^{u_{\max}} e^{\lambda_1 - 1} e^{\lambda_2 u} = 1 \tag{I.36}$$

Où

$$e^{\lambda_1 - 1} = \lambda_2 (e^{\lambda_2 u_{\max}} - 1)^{-1} \tag{I.37}$$

On définit $M = \lambda_2 u_{\max}$ et en substituant l'équation (I.37) avec (I.35), la fonction de densité de probabilité peut être exprimée comme :

$$p(u) = \frac{M}{u_{\max} (e^M - 1)} e^{\frac{M}{u_{\max}} u} \tag{I.38}$$

La fonction de répartition cumulative de u peut être obtenue comme :

$$\int_0^u p(u) = \frac{e^{\frac{M}{u_{\max}} u} - 1}{e^M - 1} \tag{I.39}$$

De l'équation (I.39) et (I.30), l'équation de distribution de vitesse peut être obtenue comme :

$$\frac{\bar{u}}{u_{\max}} = \frac{1}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{\bar{\xi} - \xi_0}{\xi_{\max} - \xi_0} \right] \quad (\text{I.40})$$

La substitution de l'équation (I.38) dans l'équation (I.34) donne :

$$\int_0^{u_{\max}} u \frac{M e^{\frac{u}{u_{\max}}}}{u_{\max} (e^M - 1)} du = \bar{u} \quad (\text{I.41})$$

Ou bien :

$$\phi = \frac{\bar{u}}{u_{\max}} = e^M (e^M - 1)^{-1} - \frac{1}{M} \quad (\text{I.42})$$

4.2 La relation entre les vitesses moyennes et maxima

Le rapport des vitesses moyennes et maximales d'une section transversale () approche d'une constante. Selon Chui, c'est une loi naturelle, le rapport caractérise le système d'écoulement à une section du canal. () d'une section transversale n'est pas affecté par le débit ou le niveau d'eau.

Moramarco et als (2004) ont analysé les mesures de la vitesse effectuées au cours d'une période de 20 ans dans de différents emplacements du fleuve du bassin supérieur de Tiber en Italie centrale. Ils ont également remarqué que la valeur du paramètre entropique, M, peut être supposée constante dans le fleuve étudié. Par conséquent, le rapport linéaire peut être aisément adopté pour estimer la vitesse moyenne d'écoulement par la vitesse maximale prélevée.

4.3 Une méthode efficace pour la mesure du débit

La méthode traditionnelle de la mesure des vitesses sur chaque verticale prend beaucoup du temps pour déterminer la surface de chaque bande et les vitesses moyennes. Ainsi, elle peut seulement être employée pour estimer le débit quand l'écoulement est régulier et stable. Ceci explique une pénurie de données du débit pour des écoulements fortement transitoires. Une méthode efficace de mesure du débit est nécessaire pour estimer le débit au cours des périodes des hautes eaux.

Les gens ont toujours exprimé un intérêt pour les vitesses moyennes. Cependant, il y avait peu d'articles écrits, et peu de recherches ont été réalisées sur les vitesses maximales des canaux ouverts. Basée sur la théorie de la répartition de la vitesse de Chui, la vitesse maximale contient une grande quantité d'informations sur une section transversale. Ainsi, beaucoup d'informations sur une section transversale peuvent être obtenues sur un axe y. Une méthode de mesure du débit basée sur l'équation de distribution de la vitesse de Chui répond à toutes les exigences.

4.3.1 Stabilité de y

Sur l'axe des y (Z = 0) basé sur l'équation (I.25) est :

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{y + \delta y}{D + \delta y - h} \exp\left(1 - \frac{y + \delta y}{D + \delta y - h}\right) \\ &= \frac{\frac{y}{D} + \frac{\delta y}{D}}{1 + \frac{\delta y}{D} - \frac{h}{D}} \exp\left(1 - \frac{\frac{y}{D} + \frac{\delta y}{D}}{1 + \frac{\delta y}{D} - \frac{h}{D}}\right) \end{aligned} \quad (\text{I.43})$$

Avec y est le paramètre caractérisant la géométrie du canal. Si le canal est rectangulaire, y est égal à zéro. y augmente pendant que la forme du canal écarte du rectangulaire. La figure I.8 montre la relation entre y/D et $A/(DB)$:

$$\frac{A}{BD} = 1 - \frac{\delta y}{D} \ln \frac{D + \delta y}{\delta y} \tag{I.44}$$

A est la section d'écoulement et B la largeur du canal à la surface de l'eau.

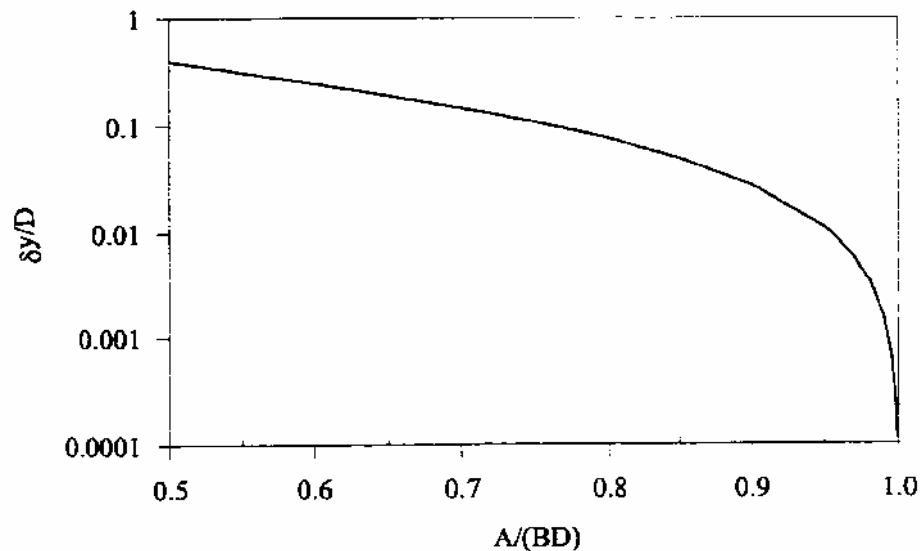


Figure I.8 : Relation entre y/D et $A/(DB)$

y/D diminue quand $A/(DB)$ augmente. Quand le canal est large y/D est proche de zéro. Chui a montré expérimentalement que le rapport $(\bar{\xi} - \xi_0)/(\xi_{\max} - \xi_0)$ ne varie pas avec y/D . y sur l'axe y peut être abandonné afin de simplifier l'équation de distribution de la vitesse de Chui.

4.3.2 Distribution de vitesse sur l'axe y

Sur un axe des ordonnées y , ξ peut être exprimé comme :

$$\xi = \frac{y}{D-h} \exp\left(1 - \frac{y}{D-h}\right) \tag{I.45}$$

D : profondeur de l'eau à l'axe de y ; y : distance verticale du lit de canal ; et h : paramètre.

Pour $h < 0$ la vitesse maximale se produit à la surface libre, et la valeur ξ_{\max} de la vitesse maximale est :

$$\xi_{\max} = \frac{D}{D-h} \exp\left(1 - \frac{D}{D-h}\right) \tag{I.46}$$

Si $h \geq 0$, ξ_{\max} égale à 1.

$h < 0$, $(\bar{\xi} - \xi_0) / (\xi_{\max} - \xi_0)$ dans l'équation (I.40) est :

$$\frac{(\bar{\xi} - \xi_0)}{(\xi_{\max} - \xi_0)} = \frac{y}{D} \exp\left(\frac{D - y}{D - h}\right) \tag{I.47}$$

Et pour $h \geq 0$

$$\frac{(\bar{\xi} - \xi_0)}{(\xi_{\max} - \xi_0)} = \frac{y}{D - h} \exp\left[1 - \left(\frac{y}{D - h}\right)\right] \tag{I.48}$$

4.3.3 Localisation de l'axe y

L'axe y est un axe vertical sur lequel la vitesse maximale se produit. La recherche de l'endroit de la vitesse maximale dans un canal ouvert est difficile. Heureusement, les données de vitesse employées pour déterminer le débit indiquent l'endroit de l'axe y. Les vitesses peuvent alors être employées pour tracer les isovels dans la section transversale. L'axe y peut être déterminé du modèle des isovels. Pour un canal artificiel régulier, l'axe y se produit habituellement au centre de la section transversale. L'axe y d'un canal naturel peut être localisé dans n'importe quel lieu dans la section transversale. La figure I.9 montre un modèle typique d'isovels d'un canal ouvert et indique l'endroit de l'axe y.

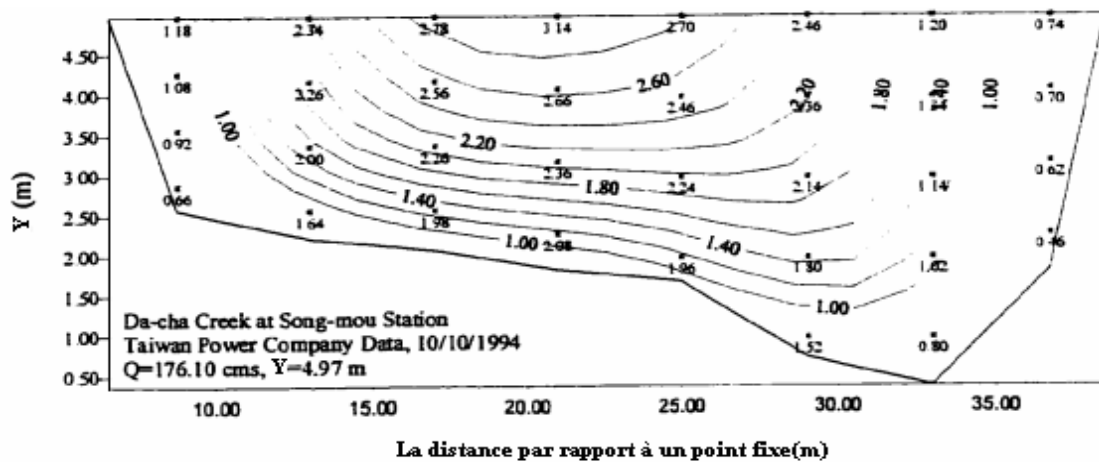


Figure I.9: Modèle typique d'isovel d'écoulement d'un canal ouvert (Chen, 1998).

Un léger décalage de l'axe y n'a pas beaucoup d'effet sur la vitesse maximale. Par conséquent, les vitesses maximales peuvent être estimées à l'endroit moyen du y.

4.4 Estimation de la vitesse moyenne

4.4.1 La méthode du deux point de Chui

La vitesse maximale peut être déterminée par $u_{0.2}$ et $u_{0.8}$ sur l'axe y , où $u_{0.2}$ et $u_{0.8}$ sont les vitesses à $0.2D$, et $0.8D$ au-dessous de la surface de l'eau, respectivement, sur l'endroit moyen de l'axe y .

Il est nécessaire de faire l'hypothèse que la vitesse moyenne de l'axe y est égale à la moitié de la somme de $u_{0.2}$ et $u_{0.8}$. Cette hypothèse est également employée par la méthode de deux point afin d'estimer la vitesse moyenne de chaque verticale. La vitesse moyenne à l'axe y est :

$$\bar{u} = \frac{u_{0.2} + u_{0.8}}{2} \quad (\text{I.49})$$

Avec \bar{u} est la vitesse moyenne sur l'axe y .

Si $h \geq 0$, la vitesse maximale de la section transversale peut être estimée en employant les équations suivantes.

$$u_{0.2} = \frac{u_{\max}}{M} \ln \left[\left(1 + (e^M - 1) \frac{0.8D}{D-h} \exp \left(1 - \frac{0.8D}{D-h} \right) \right) \right] \quad (\text{I.50})$$

$$u_{0.8} = \frac{u_{\max}}{M} \ln \left[\left(1 + (e^M - 1) \frac{0.2D}{D-h} \exp \left(1 - \frac{0.2D}{D-h} \right) \right) \right] \quad (\text{I.51})$$

$$\bar{u} = \frac{u_{\max}}{M} \int_0^1 \ln \left[\left(1 + (e^M - 1) \frac{y/D}{1-h/D} \exp \left(1 - \frac{y/D}{1-h/D} \right) \right) \right] d \left(\frac{y}{D} \right) \quad (\text{I.52})$$

Si $h < 0$, u_{\max} peut être déterminée en employant les équations suivantes.

$$u_{0.2} = \frac{u_{\max}}{M} \ln \left[\left(1 + 0.8(e^M - 1) \exp \left(\frac{0.2D}{D-h} \right) \right) \right] \quad (\text{I.53})$$

$$u_{0.8} = \frac{u_{\max}}{M} \ln \left[\left(1 + 0.2(e^M - 1) \exp \left(\frac{0.8D}{D-h} \right) \right) \right] \quad (\text{I.54})$$

$$\bar{u}_y = \frac{u_{\max}}{M} \int_0^1 \ln \left[\left(1 + (e^M - 1) \frac{y/D}{1-h/D} \exp \left(1 - \frac{y/D}{1-h/D} \right) \right) \right] d \left(\frac{y}{D} \right) \quad (\text{I.55})$$

Dans ce cas, les trois inconnus u_{\max} , M , et h peuvent être déterminés en résolvant ces équations.

4.4.2 La méthode de la régression de Chui

Pour quelques buts, comme pour la planification ou le développement des ressources en eau, un nouvel emplacement de la station de jaugeage doit être choisi afin d'estimer le débit. Pour cette raison, il n'y a pas d'enregistrement disponible pour la nouvelle station. Ainsi, il est impossible de connaître l'endroit moyen de l'axe y et du u_{\max} de la nouvelle section transversale.

Afin de trouver l'endroit de l'axe y, en se basant sur l'hypothèse que l'endroit de l'axe y coïncide avec la vitesse maximale de surface. Alors un endroit approximatif de l'axe y peut être déterminé par des flotteurs. Quand l'axe des ordonnées est déterminé, un profil très détaillé de la distribution de vitesses peut alors être fait par un moulinet, en utilisant la méthode de la courbe verticale-vitesse. u_{\max} , M, et h peuvent être déterminés en employant l'analyse de régression. La vitesse moyenne de la section transversale peut être déterminée par :

$$\bar{u}_{\text{est}} = \frac{e^M}{e^M - 1} - \frac{1}{M} = \Phi(M)u_{\max} \quad (\text{I.56})$$

M déterminé par la méthode de la régression de Chiu.

4.5 Estimation de la section d'écoulement de chaque station

L'estimation de la vitesse moyenne u_{moy} est la première étape de l'estimation du débit, la seconde est sans doute celle de la section.

Pour déterminer la section mouillée des oueds de chaque station, Chiu a proposé plusieurs modèles d'estimation :

$$A = a_1(G - b_1)^{c_1} \quad (\text{I.57})$$

Où :

A: la section mouillée ;

G : hauteur du niveau d'eau ;

a_1, b_1, c_1 : coefficient.

$$A = a_3(D - b_3)^{c_2} \quad (\text{I.58})$$

Ou encore

$$A = a_3(BD - b_3)^{c_3} \quad (\text{I.59})$$

D : profondeur à l'axe y ;

B : largeur au miroir.

D'après Ammari (2008), l'expression (I.59) est la plus représentative pour les cours d'eau du Nord d'Algérie.

4.6 Estimation du débit

Ce débit est le produit de la vitesse moyenne et la section d'écoulement.

$$Q_{est} = \bar{u}_{est} * A_{est} \quad (I.60)$$

La vitesse moyenne peut être estimée à partir de la vitesse maximale obtenue sur l'axe y et le rapport des vitesses moyennes et maximales, . La section peut être estimée à partir de la hauteur mesure, de la profondeur d'eau à l'axe y, et de la largeur du canal à la surface de l'eau.

Conclusion

Des équations basées sur le concept d'entropie ont été dérivées pour décrire la distribution bidimensionnelle de vitesses à travers la section d'un canal ouvert. L'équation I.40 (ou Eq.I.42) est capable de décrire la variation de la vitesse dans les directions verticale et transversale, où la vitesse maximale peut se produire sur ou en-dessous de la surface de l'eau.

La définition et l'utilité démontrées de M en tant que nouveau paramètre hydraulique montrent l'importance et la valeur d'information fournie par l'endroit et l'importance de la vitesse maximale (u_{max}) dans un profil du canal. Ce concept suggère des besoins d'études expérimentales et analytiques au sujet de u_{max} à l'avenir.

Les modèles de Chui pour l'estimation de la section d'écoulement et le rapport entre la vitesse moyenne et maximale ont permis l'estimation rapide du débit d'écoulement.

1. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le chapitre est consacré à une description générale du bassin versant étudié afin de donner les caractéristiques géographiques, physiographiques et géologiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau.

1.1 Situation géographique

Le bassin Côtier Algérois est situé au Nord de l'Algérie. Les bassins versants Soummam, Isser et Cheliff constituent sa façade du sud, tandis que la mer Méditerranée le borde au Nord (Fig.II.1). De forme allongée, de direction E-W, le bassin Côtier Algérois couvre une grande partie du littoral Algérien, et s'étend sur une superficie de 14000 km². Géographiquement, il s'inscrit entre les latitudes 36° 1' et 36° 58' Nord et entre les longitudes 5° 6' et 0° 7' Ouest.

Le bassin Côtier algérois est drainé par les oueds Damous, Hachem, Mazafran, El Harrach, Hamiz, et Sebaou qui déversent dans la Méditerranée. Le bassin versant peut être subdivisé en trois grands sous bassins (Fig.II.2) :

- 1- Le bassin Côtier Ouest (Côtier Tenes et Guelta) ;
- 2- Le bassin Côtier Centre (Mitidja) ;
- 3- Le bassin Côtier Est (Sebaou).

2. CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES

Le paysage de la région d'étude est diversifié, caractérisé par un relief montagneux très accidenté. Les chapelets de surélévations rudes et accentuées apparaissent dans toute la région. Les grands ensembles morphologiques des trois bassins versants étudiés sont décrits.

2.1 Le bassin Côtier Ouest (Côtier Tenes)

Le massif de DAHRA occupe la partie Ouest du bassin. Il comprend la petite chaîne crétacée qui longe le littoral pour venir se jeter à l'embouchure de l'oued ALLALA. La zone des plateaux miocènes, qui la borde au sud, vient contourner dans cette direction le massif montagneux (Fig.II.3).

La chaîne crétacée est assez monotone, couverte de hautes broussailles et de quelques bois de pins d'Alep. Son altitude peu élevée (500m) s'abaisse rapidement jusqu'à la coupure de l'oued ALLALA.

La majeure partie du bassin est occupée par le massif montagneux BNI BISSA. Cette région est délimitée à l'Ouest par la dépression miocène et la vallée de l'Oued BON CHARAL à l'Est et au sud par celle de l'oued DAMOUS et de son affluent l'oued AMLIL. Elle comprend une vaste crête rocheuse dont l'altitude dépasse 1000m. Elle se poursuit vers l'est par la petite chaîne des BNI AQUIL en s'abaissant rapidement et la crête garde son caractère rocheux.

Tout au nord, le CAP TENES formé d'une masse calcaire rocheuse (700m) contraste par son aridité avec la zone gréseuse et boisée.

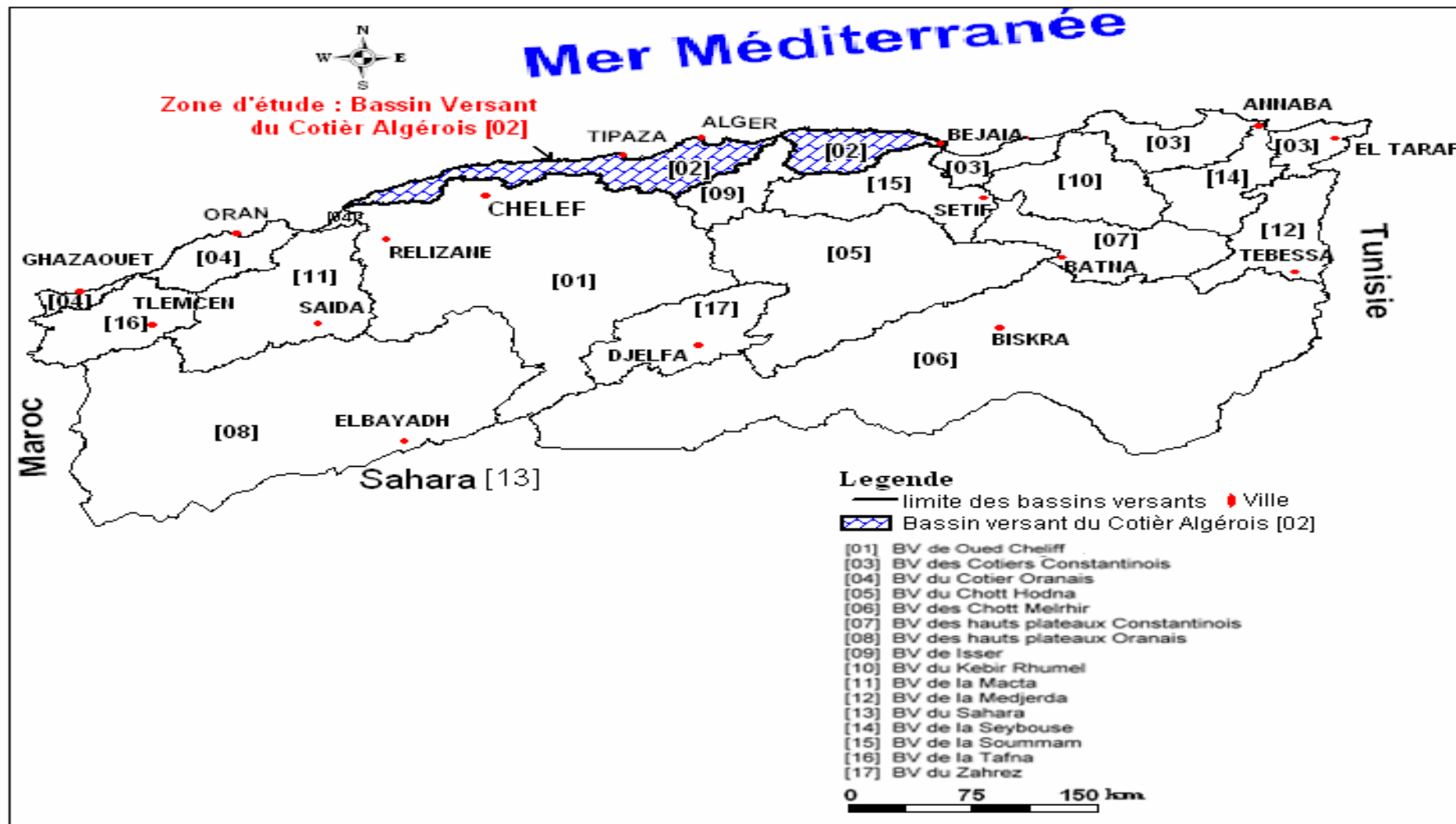


Figure II.1 : Carte de situation de la zone d'étude.

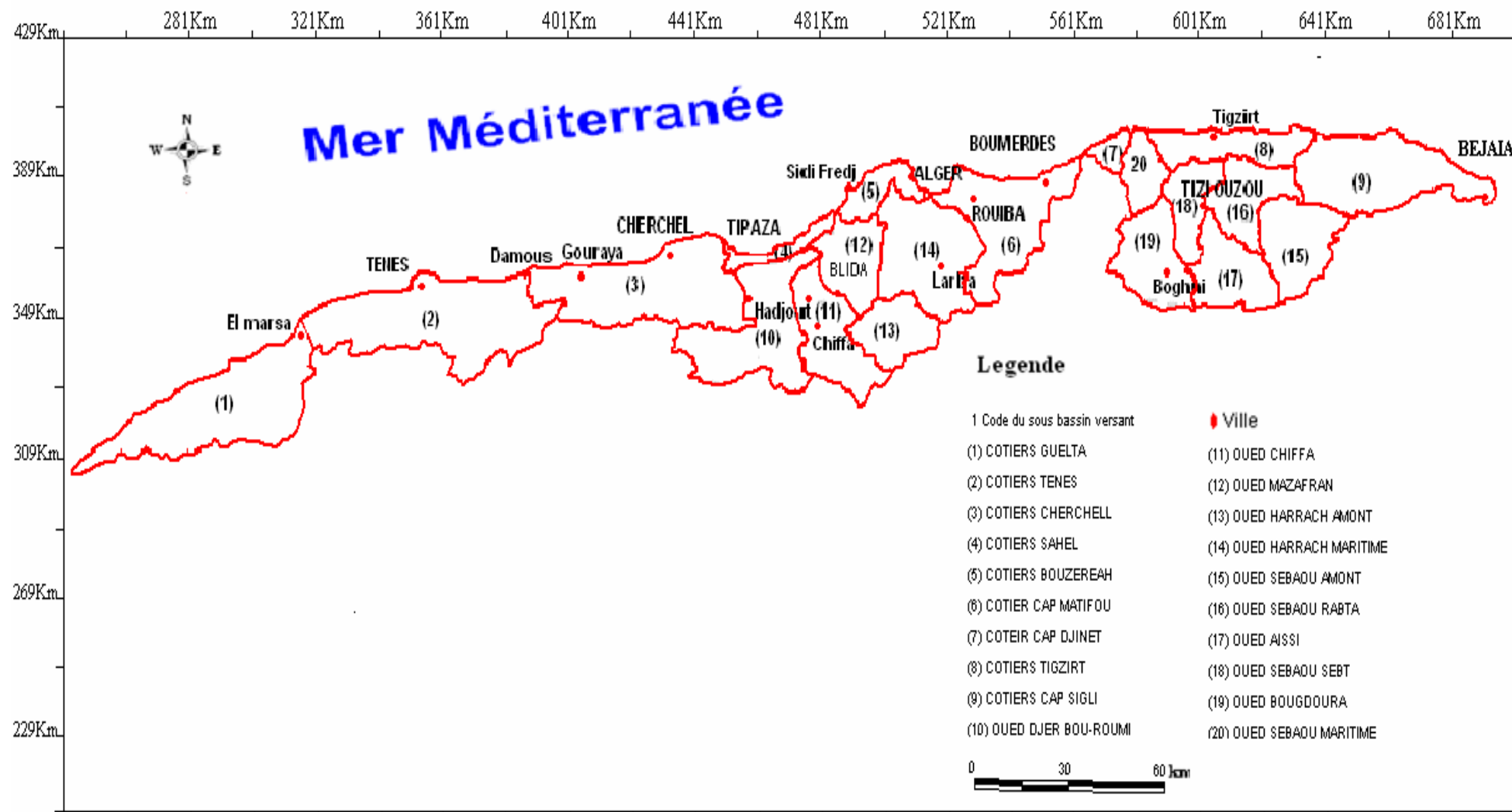


Figure II.2 : Carte des sous bassins du Côtier Algérois (02)

2.2 Le bassin Côtier Centre (Mitidja)

Du Nord au Sud de la région de la Mitidja, trois ensembles géomorphologiques sont définis (Fig.II.3) :

2.2.1 Le Sahel

Il correspond à un ensemble de collines, formant la limite Nord de la plaine de la Mitidja où l'altitude moyenne est de 200 m.

2.2.2 La plaine de la Mitidja

Au Sud du Sahel, elle s'étend sur une grande superficie, orientée WSW-ENE. Elle est limitée par l'Atlas Blidéen au sud. Son altitude moyenne varie de 50 à 100 m. La pente au niveau de la plaine tend vers zéro, ce qui favorise l'infiltration des eaux, là où les conditions géologiques le permettent.

2.2.3 L'Atlas

La chaîne de l'Atlas forme sur 30 Kms environ une barrière continue où l'altitude moyenne est de 1400 m, certains sommets peuvent atteindre 1600 m. Les reliefs y sont escarpés et les oueds très encaissés. La pente atteint par endroit 30 % ce qui favorise surtout l'écoulement superficiel des eaux.

2.3 Le bassin Côtier Est (Sebaou)

Le grand bassin de Sébaou est limité au Nord par la chaîne littorale et au sud par le massif Kabyle. Cette double masse surélevée délimite un couloir étroit d'orientation générale Est-Ouest, formant le vallée de l'oued de Sébaou, qui s'étend d'Azazga à l'Est jusqu'au Dellys à l'Ouest (Fig.II.3).

Nous distinguons trois unités morphostructurales nettement différenciées :

2.3.1 La chaîne Djurdjura

Elle fait partie de la dorsale calcaire des Magrébins, délimite au sud notre domaine d'étude et représentée par un ensemble morphologique très compétant d'âge secondaire et tertiaire.

Cette chaîne culmine au sommet de Lalla Khedidja (2308m) et au Ras Timedouine (2503m) sous forme d'un arc, très peu tendu et étroit qui s'achève à l'est par un élément isolé, le massif de Chellata.

2.3.2 Le massif de Kabylie

Morphologiquement, le massif de la grande Kabylie constitue un ensemble homogène, qui domine le bassin de Tizi-Ouzou au nord et assure une transition de la chaîne de Djurdjura au sud. Il est limité à l'est par l'affleurement des flysch du haut Sébaou et à l'ouest par les flysch supra-kabyles.

Les sommets forment un bombement à grand rayon de courbure selon l'axe orienté Est-Ouest et les altitudes se relèvent d'Ouest 600m en Est 1278m.

Cet ensemble morphologique est caractérisé par des formations plus au moins tendres et compartimentées d'âges récents aux anciens.

C'est là qu'on voit se succéder les différents types d'érosions, allant du plus simple (ravinement plus simple) au plus complexe (mouvement de masse, éboulement, glissement).

2.3.3 Le synclinal de Tizi-Ouzou

C'est le seul matériel autochtone dans la région, représenté essentiellement par les grès et les limons du miocène "Post-nappe" (BenHassainne, 1980).

Dans sa partie médiane s'allonge une série de chaînons de socle aligné, que l'oued Sébaou traverse orthogonalement, il s'agit de :

Alignement Nord :

- Massif de Naciria l'Ouest ;
- Massif de Draà Karouche à l'Est ;

Alignement Sud :

- Sidi Ali Bounab, Belloua à l'Ouest ;
- Massif d'Aïssa Mimoun à l'Est ;

Et, à l'intérieur de cette cuvette, s'étale la plaine alluviale du Sébaou, qui se présente sous forme d'une bande étroite à fond plat, orientée E-W, constituée d'un remplissage alluvionnaire d'âge quaternaire.

3. CARACTERISTIQUES PHYSIOGRAPHIQUES

Les principales caractéristiques physiographiques et géomorphologiques d'un bassin versant étudié ont une importance majeure car elles interviennent, et souvent d'une façon combinée, dans les modalités de l'écoulement superficiel. Les caractéristiques physiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage.

Le comportement hydrologique d'un bassin versant est influencé par les facteurs physiographiques suivants :

- Surface

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont donc être en partie reliés à sa surface. Celle-ci correspond à l'aire délimitée par l'ensemble des points les plus hauts qui constituent la ligne de partage des eaux. La surface (A) du bassin versant, exprimée en km², peut être déterminée à l'aide d'un planimètre.

- Périmètre

Le périmètre représente toutes les irrégularités du contour ou de la limite du bassin versant, il est exprimé en km. Le contour du bassin est constitué par une ligne joignant tous les points les plus élevés. Il n'influence pas l'état d'écoulement du cours d'eau au niveau du bassin versant.

- Indice de compacité de Gravelius

L'indice de compacité (K_c) renseigne sur la forme du bassin versant qui a une grande influence sur l'écoulement global du cours d'eau et surtout sur l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin, résultant d'une pluie donnée. Il est établi en comparant le périmètre du bassin à celui d'un cercle qui aurait la même surface. Il s'exprime par la formule (II.1) (Roche, 1963) :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{II.1})$$

K_c : Indice de compacité de Gravelius ;
 P : Périmètre du bassin versant en km ;
 A : Superficie du bassin versant en km^2 .

- Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius correspond à une transformation purement géométrique du bassin versant. Il prend alors une forme rectangulaire tout en gardant la même superficie, le même périmètre, le même indice de compacité et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Dans ce cas, les courbes de niveau deviennent parallèles aux cotés du rectangle équivalent. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau. Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules (II.2) (Roche, 1963) :

$$\begin{aligned} \text{La longueur } L : \quad L &= \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \\ \text{La largeur } l : \quad l &= \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] = \frac{A}{L} \end{aligned} \quad (\text{II.2})$$

- Longueur du cours d'eau principal

La longueur du cours d'eau principal (LOG) est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a une confluence et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Cette distance parcourue est exprimée en km. Si les deux segments à la confluence sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface.

- Pente moyenne

C'est une caractéristique importante des bassins versants qui renseigne sur la topographie du bassin. La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Elle influence sur l'état d'écoulement du cours d'eau au niveau du bassin versant. En effet, plus la pente est forte, plus la durée de concentration des eaux de ruissellement dans les affluents et le cours principal est faible, par conséquent le bassin réagira d'une façon rapide aux averses. Les pentes fortes à très fortes peuvent produire des écoulements de nature torrentielle qui sont à l'origine des crues dévastatrices.

La pente moyenne du bassin versant est définie (Roche, 1963) comme étant la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires pour lesquelles on peut considérer que la ligne de plus grande pente est constante. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$S = \frac{1}{A} \sum D_i \quad (\text{II.3})$$

Avec :

S : Pente moyenne du bassin versant en %

l : Largeur du rectangle équivalent en km

D : Différence de niveau entre deux courbes de niveau consécutives en m.

A : Surface élémentaire en km².

- Densité de drainage

La densité de drainage est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant (Fig.II.3). Elle correspond pour un bassin versant donné de superficie A comme étant la longueur totale des cours d'eau d'ordre quelconque sur la superficie totale A du bassin versant. La densité de drainage est exprimée en km/km². Elle est donc :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

Li : Longueur totale des cours d'eau en km

A : Superficie du bassin versant en km².

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques. En effet, les secteurs situés en zones de roches perméables ont en général des densités de drainage faibles, alors que les secteurs de roches imperméables ont des densités plus élevées.

Les conditions climatiques jouent également un rôle important : les climats ayant des précipitations réparties également tout au long de l'année auront des densités de drainage plus faibles que les régions à climat très contrasté comme les zones semi-arides. Les activités humaines ont parfois un rôle important sur l'évolution hydrologique. Cette influence peut avoir un effet régulateur mais aussi un effet accélérateur du ravinement.

- Temps de concentration

C'est le temps que met une goutte de pluie la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il peut être calculé par la formule de Giandotti.

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{II.5})$$

Avec,

Tc : temps de concentration (heures)

A : superficie du bassin (km²)

L : longueur du thalweg principal (km)

Hmoy : altitude moyenne (m)

Hmin : altitude minimale (m)

La numérisation des différentes variables physiographiques pour chaque bassin versant étudié est donnée dans le tableau suivant (Tab.II.1).

Tableau II.1 : Différentes variables physiographiques des sous bassins versants étudiés

| Sous Bassin | Station hydrométrique | Code | Affluent ou Oued | A (Km ²) | P (Km) | K _c | RECTANGLE EQUIVALENT | | L _T (Km) |
|--------------------------|-----------------------|-------|------------------|----------------------|--------|----------------|----------------------|--------|---------------------|
| | | | | | | | L (Km) | I (Km) | |
| Côtiers Tenes | Sidi Akacha | 20207 | Allalah | 295 | 78 | 1,27 | 28,7 | 10,3 | 35 |
| Côtier Cherchell | Hajout | 20318 | Bourkika | 200 | 39 | 1,29 | 20 | 10,0 | 36 |
| Côtier Cherchell | Mesdour | 20331 | Boukdir | 215 | 65 | 1,2 | 21,5 | 10,0 | 34 |
| Côtier Cherchell | Bordj ghobrini | 20301 | El hachem | 215 | 65 | 1,2 | 21,5 | 10,0 | 34 |
| Côtier Cherchell | Pont RN11 | 20323 | Belah | 55 | 18 | 0,67 | 10,39 | 5,3 | 16 |
| Côtier Cap Matifou | Ouled Ali | 20627 | Barek | 37 | 24 | 1,1 | 7 | 5,3 | 14 |
| Côtier Tizirt | RN24 | 20808 | M'letat | 35 | 27 | 1,27 | 10 | 3,5 | 13 |
| Oued Djer Bou-Roumi | El affroun | 21007 | Djer | 395 | 90 | 1,27 | 33 | 12,0 | 50 |
| Oued Djer Bou-Roumi | Boumedfaa | 21006 | Djer | 336 | 76 | 1,16 | 24 | 14,0 | 30 |
| Oued Djer Bou-Roumi | Attatba | 21011 | Bouroumi | 680 | 125 | 1,35 | 48,5 | 14,0 | 72 |
| Oued Chiffa | Amont des gorges | 21126 | Chiffa | 314 | 73 | 1,17 | 23,5 | 13,4 | 35 |
| Oued Mazafran | Fer à cheval | 21201 | Mazafran | 1900 | 185 | 1,19 | 61,7 | 30,8 | 96 |
| Oued El Harrach Amont | Rocher des pigeons | 21301 | El harrach | 387 | 75 | 1,06 | 19,7 | 19,6 | 35 |
| Oued El Harrach Maritime | Baraki | 21418 | El Harrach | 970 | 143 | 1,28 | 53,3 | 18,2 | 59 |
| Oued El Harrach Maritime | Larabaa | 21402 | Djemmaa | 130 | 47 | 1,15 | 14,6 | 8,9 | 15 |
| Oued Sebaou Rabta | FREHA | 21605 | Dis | 100 | 42 | 1,18 | 13,7 | 7,3 | 19 |
| Oued Aissi | RN30 | 21715 | Aissi | 460 | 90 | 1,17 | 29,3 | 15,7 | 33 |
| Oued Sebaou Sebt | Belloua | 21803 | Sebaou | 1490 | 155 | 1,12 | 42 | 15 | 66 |
| Oued Sebaou Maritime | Baghlia | 22001 | Sebaou | 2390 | 200 | 1,14 | 60,5 | 39,5 | 92 |

K_c : Indice de compacité, **L_T** : Longueur du Talweg (Km)

4. CLIMATOLOGIE GENERALE

Dans le Nord, le climat est de type méditerranéen, tempéré par l'influence de la mer avec des hivers plus froids en altitude et des hauteurs de précipitations moyennes annuelles varient de 500 à 1000 mm. Les précipitations moyennes interannuelles sont de 680 mm. La température est modérée de 7 à 18°C en hiver et de 19 à 30°C en été avec une relative humidité.

Les conditions climatiques citées précédemment pour le bassin versant étudié a une grande influence sur le régime des écoulements superficiels. Ceci peut être expliqué par la répartition irrégulière des débits dans le temps et dans l'espace. Ce sont surtout les précipitations qui constituent le facteur essentiel de cette répartition hydrologique des cours d'eau et de la genèse des crues. Ceci sera l'objet du troisième chapitre.

5. HYDROGRAPHIE

La disposition du réseau hydrographique est liée en grande partie à l'évolution des phénomènes structuraux qui ont affecté la région au cours des temps géologiques.

Le chevelu hydrographique suit pratiquement les accidents importants qui ont affecté les formations carbonatées du Jurassique et se modifie avec l'évolution de la tectonique (BOUANANI).

Le bassin versant du Côtier Algérois représente un réseau hydrographique très développé.

Le drainage très dense s'effectue par une multitude de torrents plus ou moins long à savoir (Fig.II.3) :

- L'oued ALLALAH et ses affluents sud prennent naissance dans la chaîne crétacée du DAHRA.

- L'oued DAMOUS et son affluent l'oued AMLIL prennent sa source à 1000m d'altitude (Djebel BNI BISSA).

- La plaine de la Mitidja est traversée par six importants oueds qui assurent le drainage du bassin versant montagneux de la chaîne de l'Atlas. Nous rencontrons de l'Est en Ouest, les oueds : Hamiz, Djemaa, El Harrach, Chiffa, Bouroumi, Djer, Mazafran, et l'oued Elhachem, ces oueds coulent suivant une direction SUD-NORD pour jeter en mer.

- Les torrents de la rive droite du bassin de Sebaou proviennent de la chaîne littorale au nord et ne dépassent pas une quinzaine de kilomètres de long. L'oued Dis qui présente le plus fort débit prend sa source au Djebel Tamgout à 1278m d'altitude et débouche dans l'oued Sébaou juste après le premier coude majeur de l'oued à la hauteur du village de Freha.

Les torrents de la rive gauche du bassin de Sebaou naissant dans le socle de la grande Kabylie sont :

- L'oued Sébaou lui-même et ses deux principaux affluents sud qui prennent naissance dans la chaîne du Djurdjura.

- L'oued Bougdoura prend sa source à 1900m d'altitude. le profil longitudinal très relevé dans la section amont, s'abaisse rapidement, et au contact de la plaine, s'insinue entre les inters fleuves.

- L'oued Aissi prend sa source à 2000m d'altitude. C'est l'affluent qui a le plus fort débit et qui est responsable des modifications du tracé du lit de l'oued Sébaou. En effet l'oued Aissi débouche dans l'oued Sebaou, juste en amont des gorges de Belloua.

- L'oued Sébaou prend sa source à l'Est de la chaîne du Djurdjura par l'intermédiaire de quatre torrents qui naissent entre le col de Tirourda à 2200m d'altitude et le col de Chellata à 2100m d'altitude.

Les quatre torrents confluent après cinq kilomètres de parcours pour former le haut Sebaou, que les kabyles nomment Acif N'Boubhir. Dans la haute vallée, l'oued suit une direction SSE-NNW, jusqu'à le premier coude majeur localisé entre Azzazga et Freha.

Dans la moyenne vallée, l'oued coule suivant une direction Est-Ouest dans le synclinal Miocène de Tizi-Ouzou. Dans la basse vallée, une nouvelle orientation du tracé est observée. Vers Tadmaït l'oued effectue un nouveau coude majeur et se met à couler suivant une direction parallèle à celle de sa direction amont, pour se jeter en mer, à l'Ouest de Dellys.

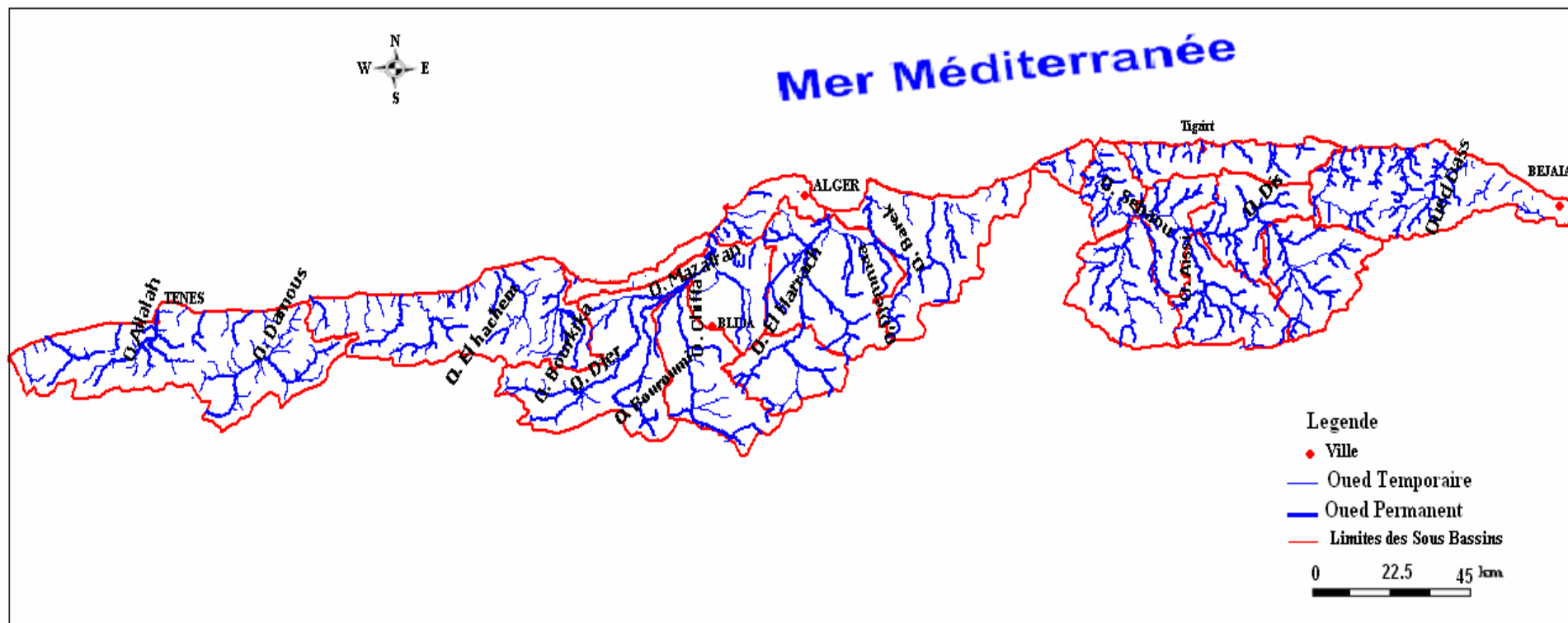


Figure II.3 : Réseaux Hydrographiques du Côtier Algérois

Conclusion

L'analyse de ces différents paramètres physique et géomorphologique permet une meilleure compréhension des causes des variations des régimes hydrologiques du bassin versant étudié et par conséquent, leur contribution dans la genèse des crues. Leur interaction détermine la variabilité des phénomènes hydrologiques dans le temps et dans l'espace.

A cet effet, l'analyse des données hydropluviométriques par différents outils statistiques s'est avérée nécessaire pour analyser l'évolution spatio-temporelle des écoulements superficiels afin de mieux comprendre le comportement hydrodynamique au sein des cours d'eau étudiés.

Après avoir défini le contexte géographique et géomorphologique, nous abordons le domaine de l'acquisition des données Hydropluviométriques et de leur traitement. Dans le bassin Côtier Algérois, les données sont discontinues et très chaotiques, rendant les analyses statistiques délicates. Les outils intégrateurs des informations sont ici présentés.

1. PLUVIOMETRIE

1.1 AQUISITION DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

L'ensemble des données pluviométriques de base est mis à notre disposition par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (A.N.R.H) de BLIDA. Les fichiers de ces données donnent les valeurs mesurées des pluies moyennes journalières des diverses stations pluviométriques de la région d'étude sur de longues périodes d'enregistrement. Ces données sont disponibles pour 42 stations pluviométriques réparties aléatoirement dans l'espace étudié et sont relativement bien distribuées.

1.1.1 Situation des postes pluviométriques

La localisation géographique de toutes les stations pluviométriques est entreprise sur la cartes du Réseau Hydroclimatologique et de La Surveillance de La Qualité des Eaux au 1/500 000 d'échelle à partir de leurs coordonnées Lambert (figure III.1).

1.1.2 Choix de la période de référence

Le premier travail consiste à définir la période la plus longue possible sur laquelle les données sont suffisantes en qualité (nombre des lacunes) et quantité (nombre d'années).

En effet, un bon nombre de stations ont été installées lors de la restructuration du réseau pluviométrique algérien et leurs données sont très utiles pour l'établissement d'une série pluviométrique récente (**1975-2006**). L'intérêt de cette série est de permettre la confrontation avec l'écoulement correspondant afin de dégager une étude hydropluviométrique et d'estimer la lame d'eau moyenne tombée sur le bassin.

Les stations pluviométriques étudiées et leurs caractéristiques principales sont représentées dans le tableau III.1.

1.2 CRITIQUE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Parmi les 42 stations pluviométriques les plus longues et les plus fiables, seulement trois stations (C020629, C020632, C060315) présentent une série complète sur la période de référence. Le test de la médiane a été utilisé pour la vérification de l'homogénéité des séries complètes de l'ensemble du réseau de postes pluviométriques.

Le test de la médiane a montré une hétérogénéité dans toutes les stations.

Des lacunes et des discontinuités dans les séries chronologiques des pluies ont été remarquées pendant certains années, ou certains mois dans une année sur les 39 stations.

Pour résoudre ce problème de fiabilité des données, l'emploi d'outils statistiques et graphiques est nécessaire pour déceler les anomalies qui peuvent les affecter en vue de leur homogénéisation. Cependant, nous avons établi par le moyen de l'A.C.P (Vecteurs Régionaux) une vérification complète de l'homogénéité des totaux annuels, ensuite par la méthode de la corrélation linéaire, nous avons essayé de reconstituer par extrapolation les données manquant dans les stations pourvues de lacunes.

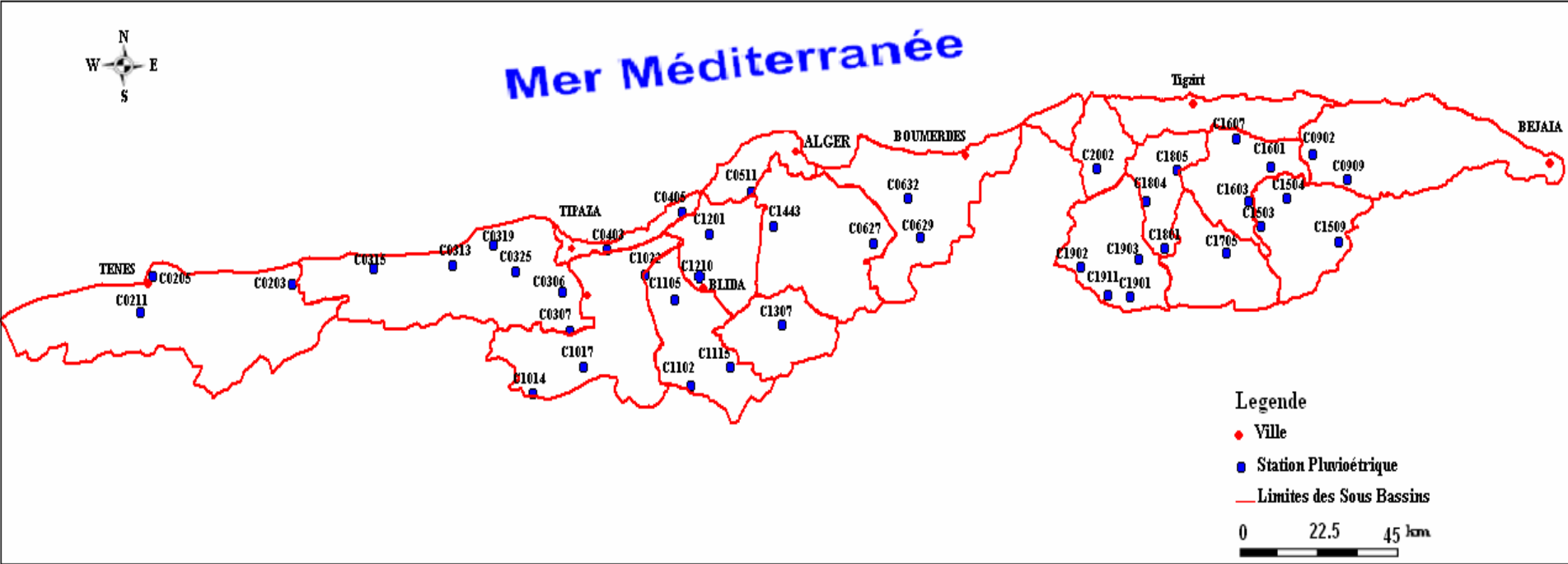


Figure III.1 : Carte de Situation des Stations Pluviométriques.

Tableau III.1 : Stations pluviométriques avec leurs principales caractéristiques

| N° | Sous Bassin | Nom de la Station | Code de la station | Coordonnées | | Altitude Z (m) | période d'observation (Année) |
|----|-------------------------|---------------------|--------------------|-------------|--------|----------------|-------------------------------|
| | | | | X (Km) | Y (Km) | | |
| 01 | Côtier Tenes | Sidi-Akacha | 020211 | 372,3 | 354,1 | 90 | 29 |
| 02 | Côtier Tenes | Damous | 020203 | 411.2 | 361.3 | 40 | 27 |
| 03 | Côtier Tenes | Tenes | 020205 | 376,1 | 360,8 | 600 | 17 |
| 04 | Côtier Cherchell | Bellah RN° 11 | 020319 | 458.8 | 367.6 | 20 | 31 |
| 05 | Côtier Cherchell | Sidi Ghiles | 020313 | 448.9 | 364.8 | 15 | 31 |
| 06 | Côtier Cherchell | Bordj Ghobrini | 020325 | 460.5 | 367.1 | 15 | 19 |
| 07 | Côtier Cherchell | Gouraya | 020315 | 429.3 | 363.8 | 34 | 32 |
| 08 | Côtier Cherchell | Djebabra | 020307 | 476.3 | 343.9 | 440 | 29 |
| 09 | Côtier Cherchell | Meurad Barrage | 020306 | 473.8 | 349.9 | 300 | 29 |
| 10 | Côtier Sahel | Fouka Marine | 020405 | 504.1 | 374.4 | 25 | 29 |
| 11 | Côtier Sahel | Ain Tagourait | 020403 | 492.1 | 366.9 | 60 | 27 |
| 12 | Côtier Bouzareah | Mahelma Ferme | 020511 | 517 | 376.9 | 150 | 28 |
| 13 | Côtier Cap Matifou | Pont D9 | 020629 | 556.4 | 373 | 77 | 32 |
| 14 | Côtier Cap Matifou | Reghaia | 020632 | 557.8 | 382.3 | 20 | 32 |
| 15 | Côtier Cap Matifou | Ouled Ali | 020627 | 553 | 371.7 | 67 | 30 |
| 16 | Côtier CAP SIGLI | Tagma Pepiniere | 020909 | 660.3 | 382.9 | 950 | 31 |
| 17 | Côtier CAP SIGLI | Yakourene | 020902 | 655.2 | 382.1 | 820 | 31 |
| 18 | Oued Djer Bou-Roumi | Attatba Cave | 021022 | 495.5 | 363.1 | 60 | 24 |
| 19 | Oued Djer Bou-Roumi | Boumedfaa | 021017 | 480.1 | 341.2 | 270 | 30 |
| 20 | Oued Djer Bou-Roumi | Oued Zeboudj | 021014 | 468.1 | 334.8 | 400 | 30 |
| 21 | Oued Chiffa | El Hamdania | 021115 | 506.2 | 340.4 | 400 | 31 |
| 22 | Oued Chiffa | Prise de Medea | 021102 | 506 | 337.35 | 380 | 31 |
| 23 | Oued Chiffa | RN4 Chiffa | 021105 | 502.1 | 357.6 | 58 | 27 |
| 24 | Oued Mazafran | Fer a Cheval | 021201 | 509.9 | 373.2 | 10 | 22 |
| 25 | Oued Mazafran | Oued el Alleug | 021210 | 508.5 | 361.8 | 55 | 26 |
| 26 | Oued El Harrach Amont | La Passerelle | 021307 | 528.1 | 352.1 | 260 | 26 |
| 27 | Oued ElHarrach Maritime | Altairac | 021443 | 525.4 | 375.3 | 20 | 25 |
| 28 | Oued Sebaou Amont | Azaga Ecole | 021504 | 649.3 | 383.9 | 430 | 30 |
| 29 | Oued Sebaou Amont | Djemaa Saharidj | 021503 | 641.7 | 377.8 | 370 | 25 |
| 30 | Oued Sebaou Amont | Ait Aicha | 021509 | 661.8 | 373.9 | 1000 | 27 |
| 31 | Oued Sebaou Rabta | Aghribs (adrar) | 021601 | 645.1 | 391.3 | 680 | 23 |
| 32 | Oued Sebaou Rabta | Berber | 021607 | 639.4 | 391.8 | 490 | 26 |
| 33 | Oued Sebaou Rabta | Freha | 021603 | 641.9 | 383.5 | 140 | 25 |
| 34 | Oued Aissi | Larbaa nath irathen | 021705 | 634.9 | 370.8 | 980 | 29 |
| 35 | Oued Sebaou Sebt | Draa ben khedda | 021804 | 615.2 | 382.5 | 90 | 29 |
| 36 | Oued Sebaou Sebt | Larbaa makouda | 021805 | 622.7 | 390.2 | 520 | 30 |
| 37 | Oued Sebaou Sebt | Bouassem M.F. | 021801 | 620 | 371.5 | 600 | 29 |
| 38 | Oued Bougdoura | Draa el mizan | 021902 | 600.9 | 359.2 | 530 | 28 |
| 39 | Oued Bougdoura | Tizi letnine | 021911 | 606.9 | 356.1 | 500 | 23 |
| 40 | Oued Bougdoura | Tizi medene | 021901 | 611.7 | 358.4 | 500 | 27 |
| 41 | Oued Bougdoura | Boghni | 021903 | 612.6 | 361.2 | 250 | 31 |
| 42 | Oued Sebaou Maritime | Baghlia village | 022002 | 603.7 | 390 | 30 | 31 |

1.3 TRAITEMENT DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

1.3.1 Choix d'un modèle statistique

Chaumont et Laborde ont constaté que les distributions statistiques des pluies annuelles en Algérie présentent une dissymétrie positive (Laborde, 1993).

Ingliz (2002) a constaté que la loi normale est bien adaptée pour les données de l'ensemble du réseau des postes pluviométriques du nord Algérien (réellement observées et non encore homogénéisées).

1.3.2 Comblement des lacunes dans les séries pluviométriques

a- Comblement à l'échelle mensuelle

Certaines années, l'absence d'observations pendant quelques mois, fait que le total annuel réel est inconnu. Nous avons pensé raisonnable que lorsqu'il n'y a pas plus de trois mois manquants, nous pouvons reconstituer pour chaque mois manquant, le total mensuel probable puis faire la somme des 12 pluies réellement observées ou reconstituées. Nous avons donc choisi une démarche (d'après Laborde) que nous pensions être suffisante pour combler, sans erreur majeur, un total annuel connu pour au moins 9 mois sur 12 : Nous admettons que la pluie mensuelle en un site non observé a la même fréquence que celle observée au poste le plus proche (le coefficient de corrélation mensuel est très voisin avec de la station la plus proche).

Soit un poste noté X non observé pour l'année i et le mois j, et le poste noté Y observé pour cette année i et ce mois j, nous approcherons la pluie inconnue X(i, j) par x(i, j) telle que :

$$x(i,j)=mx(j)+sx(j)*(Y(i,j)-my(j))/sy(j) \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$mx(j)$ =moyenne des pluies observées à la station X pour le mois j;

$my(j)$ = moyenne des pluies observées à la station Y pour le mois j;

$sx(j)$ =écart-type des pluies observées à la station X pour le mois j;

$sy(j)$ = écart-type des pluies observées à la station Y pour le mois j;

$Y(i,j)$ =pluie de l'année i et du mois j à la station Y.

Après avoir complété les lacunes mensuelles, nous passerons au comblement à l'échelle annuelle.

b- Comblement à l'échelle annuelle

Laborde (2003) a proposé une nouvelle approche permettant de combler rapidement et simplement les lacunes et de lisser les erreurs et les anomalies de mesure.

L'Analyse en Composantes Principales (A.C.P) permet de reconstituer la pluie $Xe(i,j)$ pour une année i en un poste j à partir des observations : $c(i,1)$, $c(i,2)$, $c(i,nc)$ pour l'année i sur les nc composantes , et les projections : $a(1,j)$, $a(2,j)$, $a(nc,j)$ de la variable j sur les nc composantes :

$$Xe(i,j)=MX(j)+SX(j)*\{a(1,j)c(i,1)+a(2,j)c(i,2)+\dots+a(k,j)c(i,k)+\dots+a(nc,j)c(i,nc)\} \quad (\text{III.2})$$

Où :

$MX(j)$ et $SX(j)$ sont la moyenne et l'écart type des précipitations annuelles à la station j .

Cette estimation $Xe(i,j)$ diffère de la vraie valeur $X(i,j)$ mais qui peut être entachée d'erreurs accidentelles ou systématiques. Par contre $Xe(i,j)$ est la valeur la plus probable compte tenu de ce qui se passe sur l'ensemble du domaine et qui est représenté par les valeurs prises par les composantes.

Peut on utiliser cette estimation $Xe(i,j)$ pour combler une lacune de l'année i et à la station j ?

Les données de départ sont présentées sous la forme d'une matrice à $no=32$ lignes représentant les observations (Années) et $nv=42$ colonnes représentant les variables (Station).

En effet l'ACP, doit se faire sur une matrice $[X]$ complète avec $no=32$ observations et $nv=42$ variables.

Malheureusement, cette matrice comporte des vides correspondant aux lacunes d'observations.

$$[X] = \begin{pmatrix} X(1,1) & \textit{inconnu} & \dots\dots & X(1,j) & \dots\dots & X(1,nv) \\ X(2,1) & X(2,2) & \dots\dots & X(2,j) & \dots\dots & \textit{inconnu} \\ \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots \\ X(i,1) & X(i,2) & \dots\dots & \textit{inconnu} & \dots\dots & X(i,nv) \\ \textit{inconnu} & \dots\dots & \dots\dots & X(i,j) & \dots\dots & \dots\dots \\ \dots\dots & \textit{inconnu} & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots \\ X(no,1) & X(no,2) & \dots\dots & X(no,j) & \dots\dots & X(no,nv) \end{pmatrix}$$

Nous calculons tout d'abord les moyennes expérimentales $Mxo(j)$ pour chaque variable j , pour les seules années réellement observées :

$$[Mxo] = \begin{pmatrix} Mxo(1) & Mxo(2) & \dots\dots & Mxo(j) & \dots\dots & Mxo(nv) \end{pmatrix}$$

On peut alors, dans une première étape, remplacer chaque inconnu $X(i,j)$ par la moyenne interannuelle $MXo(j)$. On obtient alors une première matrice complète $[Xo]$:

$$[X] = \begin{vmatrix} X(1,1) & \mathbf{Mxo}(2) & \dots & X(1, j) & \dots & X(1, nv) \\ X(2,1) & X(2,2) & \dots & X(2, j) & \dots & \mathbf{Mxo}(nv) \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ X(i,1) & X(i,2) & \dots & X(i, j) & \dots & X(i, nv) \\ \mathbf{Mxo}(1) & \dots & \dots & \mathbf{Mxo}(j) & \dots & \dots \\ \dots & \mathbf{Mxo}(2) & \dots & \dots & \dots & \dots \\ X(no,1) & X(no,2) & \dots & X(no, j) & \dots & X(no, nv) \end{vmatrix}$$

Nous effectuons alors une A.C.P sur cette matrice $[X_0]$ et obtenons les projections des variables $[a_i]$ et des observations $[c_i]$ sur les 5 premières composantes principales :

$$[a_i] = \begin{vmatrix} a_i(1,1) & a_i(1,2) & \dots & a_i(1, j) & \dots & a_i(1, nv) \\ a_i(2,1) & a_i(2,2) & \dots & a_i(2, j) & \dots & a_i(2, nv) \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_i(k,1) & a_i(k,2) & \dots & a_i(k, j) & \dots & a_i(k, nv) \end{vmatrix} \quad [c_i] = \begin{vmatrix} c_i(1,1) & c_i(1,2) & \dots & c_i(1, k) \\ c_i(2,1) & c_i(2,2) & \dots & c_i(2, k) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_i(i,1) & c_i(i,2) & \dots & c_i(i, k) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_i(no,1) & c_i(no,2) & \dots & c_i(no, k) \end{vmatrix}$$

Ainsi que les matrices des moyennes et écart-type :

$$[MxI] = \begin{vmatrix} MxI(1) & MxI(2) & \dots & mxI(j) & \dots & MxI(nv) \end{vmatrix}$$

$$[SxI] = \begin{vmatrix} SxI(1) & SxI(2) & \dots & SxI(j) & \dots & SxI(nv) \end{vmatrix}$$

Il est alors possible de reconstituer chaque observation manquante $X(i,j)$ par une nouvelle valeur estimée $Xe_1(i,j)$:

$$Xe_1(i,j) = Mx_1(j) + Sx_1(j) * \{a_1(1,j) c_1(i,1) + a_1(2,j) c_1(i,2) + a_1(3,j) c_1(i,3) + a_1(4,j) c_1(i,4)\} \quad \text{(III.3)}$$

Cette estimation n'est pas très correcte puisque l'A.C.P a été effectuée sur une matrice bouchée à partir de moyennes interannuelles. Cependant l'estimation de $Xe(i,j)$ est plus meilleure que celle de $Mxo(j)$ puisqu'elle tient compte des observations aux autres stations pour cette année j .

On peut donc réitérer le processus en remplaçant dans la matrice $[X_0]$ chaque $Mxo(j)$ par les $Xe_1(i,j)$ adaptés.

On obtient ainsi une nouvelle matrice $[X1]$:

$$[X_1] = \begin{pmatrix} X(1,1) & X_{e_1}(1,2) & \dots & X(1,j) & \dots & X(1,nv) \\ X(2,1) & X(2,2) & \dots & X(2,j) & \dots & X_{e_1}(2,nv) \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ X(i,1) & X(i,2) & \dots & X(i,j) & \dots & X(i,nv) \\ X_{e_1}(.,1) & \dots & \dots & X_{e_1}(.,3) & \dots & \dots \\ \dots & X_{e_1}(.,2) & \dots & \dots & \dots & \dots \\ X(no,1) & X(no,2) & \dots & X(no,j) & \dots & X(no,nv) \end{pmatrix}$$

On recommence alors une A.C.P sur la matrice $[X_1]$ qui va permettre d'obtenir des nouvelles matrices $[c_2]$, $[a_2]$, $[MX_2]$ et $[SX_2]$ d'où l'on tirera de nouvelles estimations $X_{e_2}(i,j)$ et ainsi de suite.

A chaque itération nous modifions les estimations pour les observations manquantes et à la fin, nous obtiendrons une matrice bouchée dont nous effectuerons le traitement des données pluviométriques comme on le verra par la suite.

1.4 CONSTRUCTION DES VECTEURS REGIONAUX

1.4.1 Définition et but de la méthode du vecteur régional

Cette technique, élaboré par Hiez (1977) consiste à déterminer un vecteur régional de la pluviométrie annuelle sur une région, tout en quantifiant la contribution relative de chaque station. Le vecteur régional représente donc la tendance pluviométrique la plus probable de la région considérée, sous une forme compacte (réduite).

Le vecteur régional a pour but la définition d'une station fictive, "*régionale*", caractéristique d'un ensemble de stations. Cette station fictive, représentative de l'ensemble de la région, pourra être utilisée comme station de *base (de référence)* pour le contrôle individuel des stations de la région : *analyse de l'homogénéité*.

Nous nous proposons de prendre comme vecteurs régionaux un certain nombre de composantes principales obtenues par l'Analyse en Composantes Principales (A.C.P), à définir sur la matrice des coefficients de corrélation.

1.4.2 Traitement global par l'Analyse en Composantes Principales

a- Procédé

Nous avons tout d'abord procédé à une A.C.P sur la matrice **bouchée** des 42 stations pluviométriques et les 32 années d'observations en recherchant les 5 premières composantes principales. Les résultats correspondants sont présentés en annexe III.1.

Si nous analysons les résultats de l'Analyse en Composantes Principales à la dernière itération. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.2 :

Tableau III.2 : Résultats de l'ACP (42 Stations).

| Composante | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 |
|--------------------------|-------|------|------|------|------|
| Valeurs propres | 27.01 | 5.01 | 1.44 | 1.27 | 1.12 |
| Variances expliquées (%) | 64 | 12 | 3 | 3 | 3 |
| Variances cumulées (%) | 64 | 76 | 80 | 83 | 85 |

La première composante accapare à elle seule 64% de l'information et à partir de la deuxième, la part expliquée devient très faible. Les deux premières composantes permettent de reconstituer plus de 2/3 de cette variance totale. Les composantes 3, 4 et 5 expliquent une part très faible de la variance et semble ne servir qu'à reconstituer de faibles écarts sur l'ensemble des stations. Les analyses qui suivent confirment cela.

b- Projection des variables sur les composantes

Nous avons reporté sur les cartes III.2, III.3 et III.4, les différentes stations en fonction des coefficients de corrélation (voir annexe III.1.1) avec les trois premières composantes principales.

La première composante représente la répartition temporelle de l'ensemble des précipitations annuelles, elle est représentative de la zone d'étude (contient 64% de l'information) (Figure III.2).

La seconde composante explique la part de la variance restante de la première composante (Figure III.3).

Par contre pour la troisième composante, la structure spatiale s'interrompt. Les projections changent notablement (Figure III.4).

- Régression multiple entre les variables et les deux premières composantes

Ayant montré que seules les deux premières composantes avaient une structure spatiale. Les stations (indiquées j) présentant des anomalies peuvent être détectées, donc elles peuvent être rangées par ordre en fonction du coefficient de corrélation multiple $R_{12}(j)$:

$$R_{12}(j) = (a_{1,j}^2 + a_{2,j}^2)^{1/2} \quad (\text{III.4})$$

Nous avons reporté les $R_{12}(j)$ (figure III.5) rangés par ordre croissant. Un coefficient est considéré comme médiocre au dessous de 0.60 (Laborde, 1993), une station C021443 est constatée.

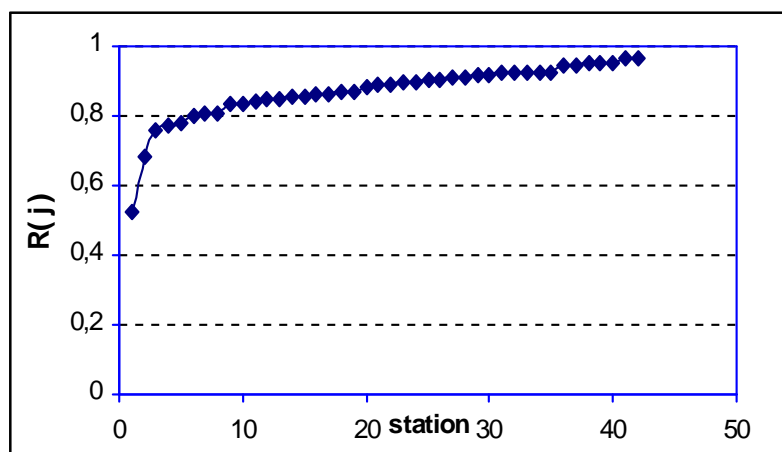


Figure III.5 : Coefficients de corrélation multiple entre chacune des 42 variables et les deux premières composantes principales

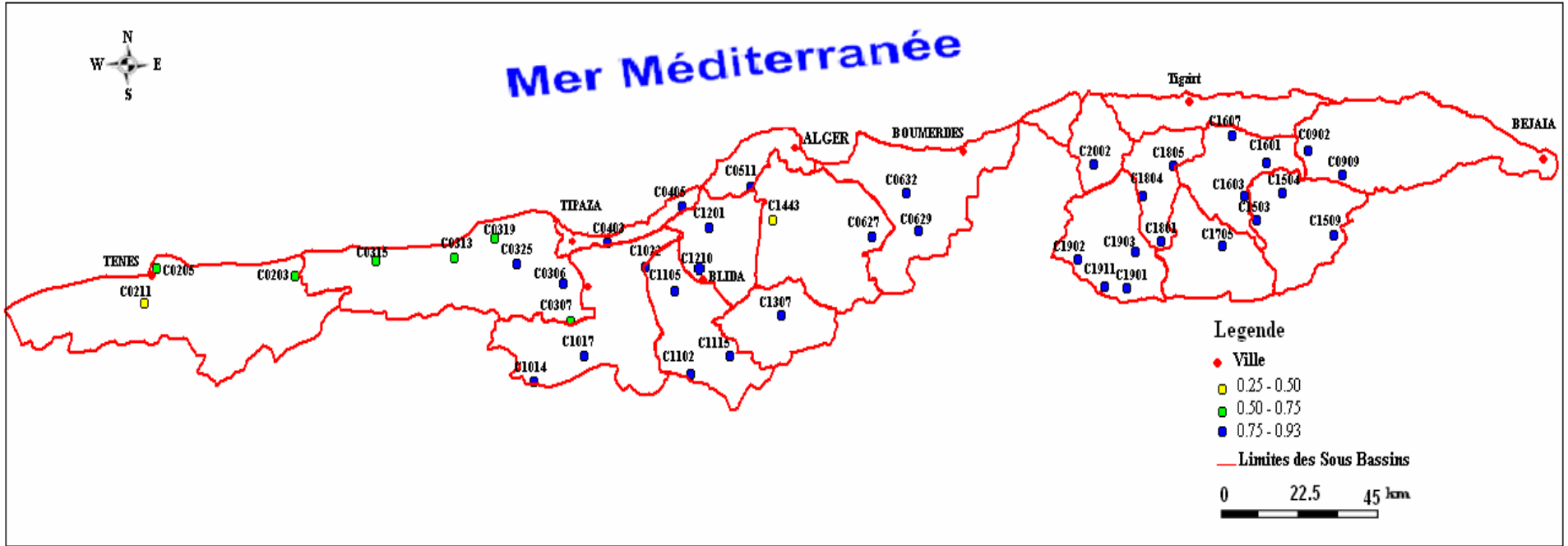


Figure III.2 : Projection des Variables sur la Composante C1

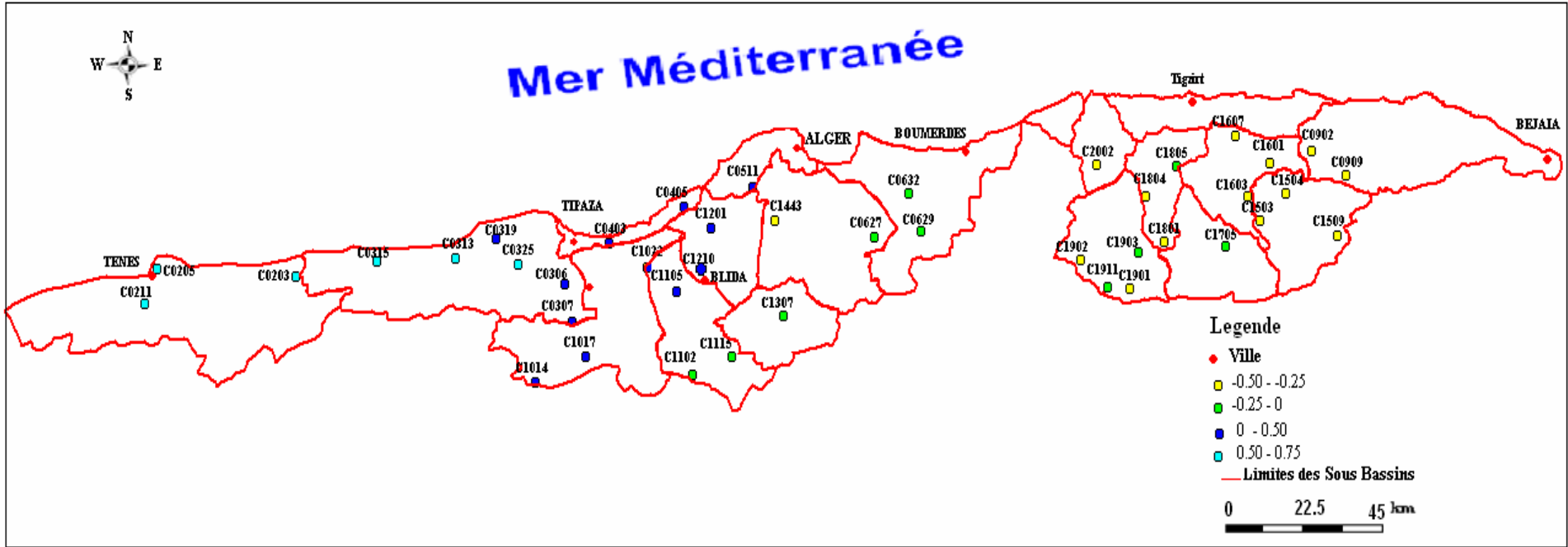


Figure III.3 : Projection des Variables sur la Composante C2

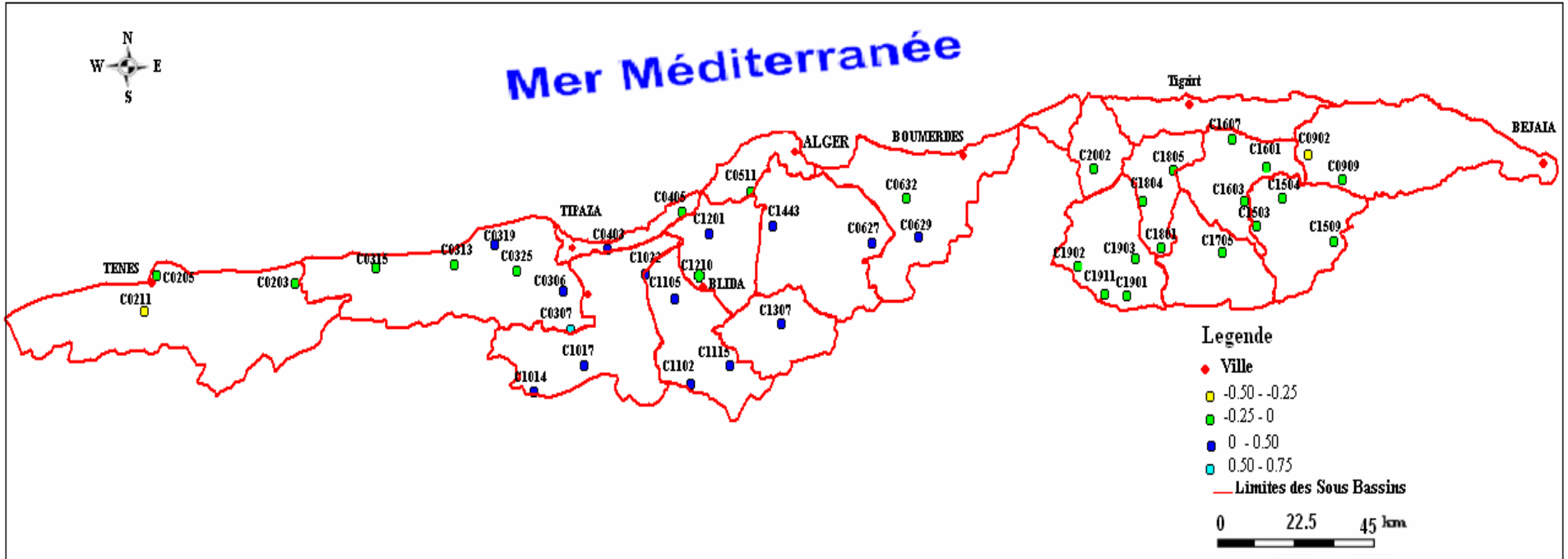


Figure III.4 : Projection des Variables sur la Composante C3

1.4.3 Analyse des données modifiées par l'analyse en Composantes Principales (A.C.P)

Ayant éliminé la station *C021443*, nous avons relancé l'A.C.P dont les données se présentent sous la forme d'une matrice à $n=32$ lignes représentant les observations et $nv=41$ colonnes représentant les variables. Les résultats correspondants sont donnés dans l'annexe III.2.

a- Résultats généraux

Si nous analysons les résultats de l'Analyse en Composantes Principales, une bonne part de la variance 78% est accaparée par les seules premières composantes et qu'à partir de la troisième, la part expliquée devient très faible (moins de 10%).

Tableau III.3 : Résultats de l'ACP (41 Stations).

| Composante | C1 | C 2 | C 3 | C 4 | C 5 |
|--------------------------|-------|------|-----|------|------|
| Valeurs propres | 26.88 | 4.89 | 1.4 | 1.27 | 1.02 |
| Variances expliquées (%) | 66 | 12 | 3 | 3 | 2 |
| Variances cumulées (%) | 66 | 78 | 81 | 84 | 86 |

b- Projection des variables sur les composantes

La première composante est corrélée positivement avec toutes les variables. Elle représente la répartition spatiale d'ensemble des précipitations annuelles (Annexe III.2.1). Les coefficients de corrélation changent peu par rapport au premier traitement.

La Figure III.6 indique les coefficients de corrélation entre chaque variable et cette première composante (projection des variables sur la composante 1). Elle est représentative de la zone d'étude (possède un potentiel informatif élevé 64%).

Pour la seconde composante (Figure III.7), la corrélation des stations du littoral oppose nettement les stations de la région interne du Côtier Algérois.

Par contre, la troisième composante (Figure III.8) n'a pas de structure spatiale nette, dans la mesure où elle explique qu'une part très faible de la variance. Nous avons considéré, seules les deux premières composantes ayant une signification climatique. A partir de la troisième composante, elles sont considérées comme représentatives des anomalies ponctuelles ou systématiques de mesure.

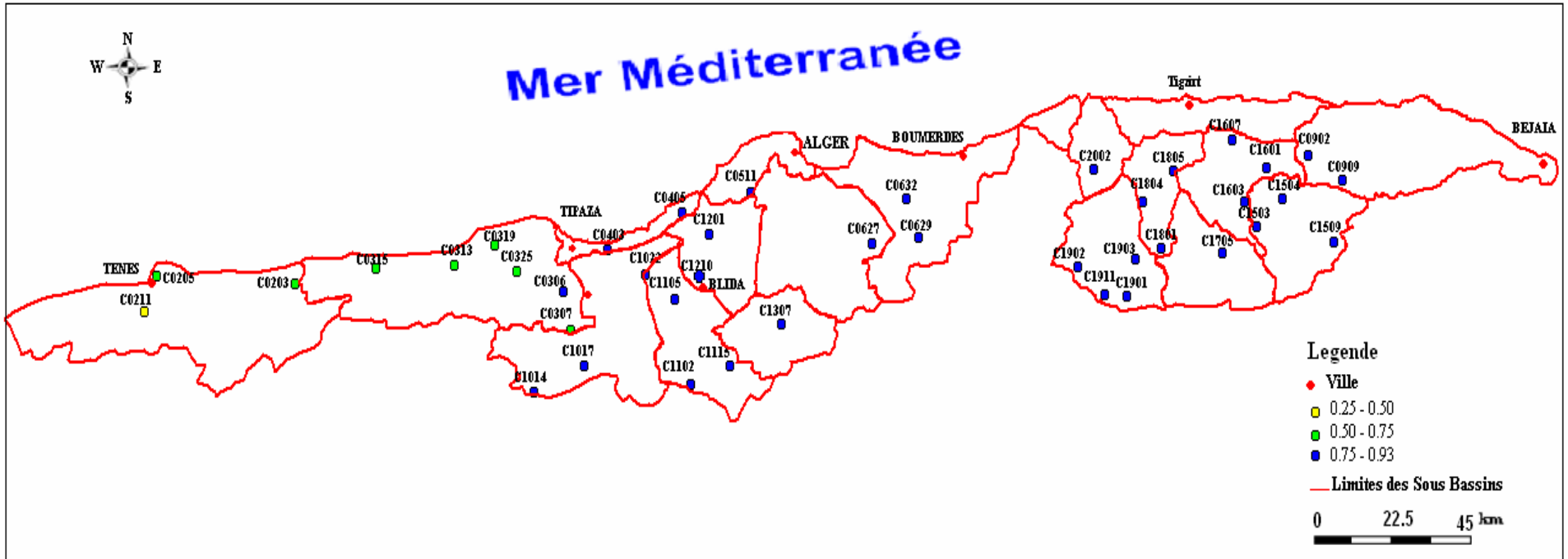


Figure III.6 : Projection des Variables sur la Composant e C1

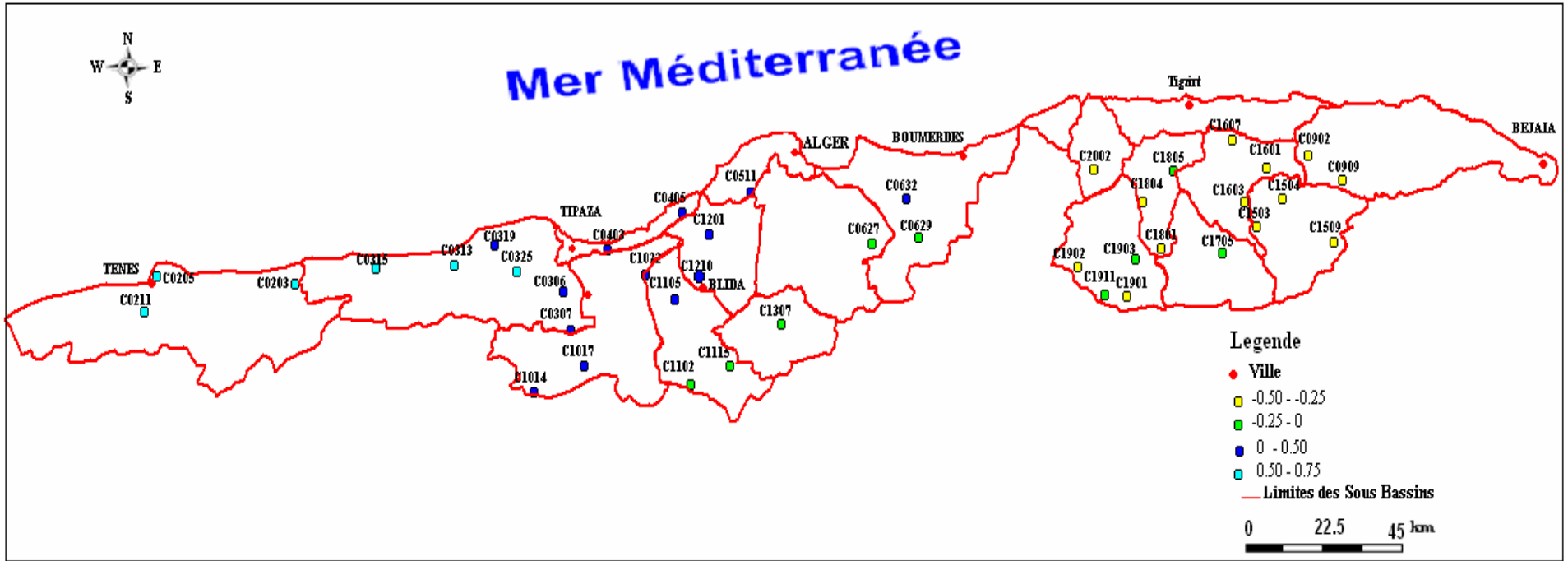


Figure III.7 : Projection des Variables sur la Composante C2

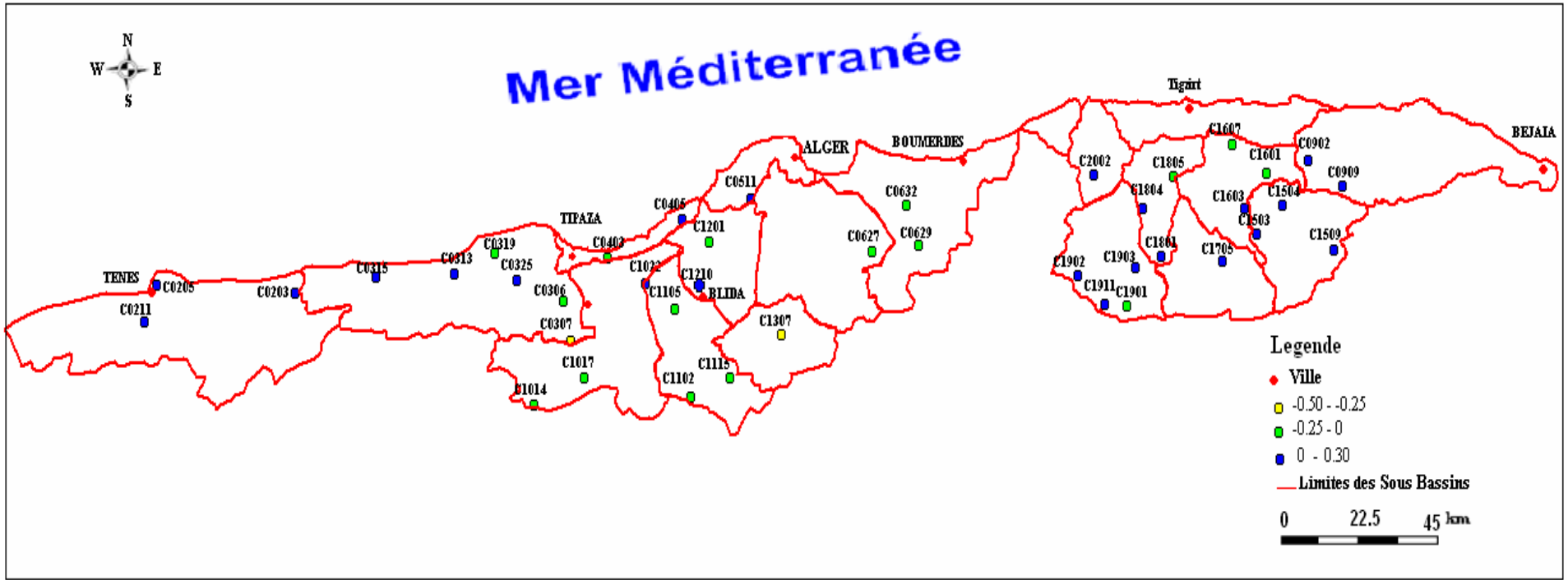


Figure III.8 : Projection des Variables sur la Composante C3

c- Projection des observations sur les composantes

L'annexe III.2.2 donne toutes ces projections. Les figures 9 et 10 regroupent, en profil, les graphiques des écarts à la normale des valeurs de chaque composante (un déplacement vers le haut du graphique représente une année ou une période excédentaire et vice versa).

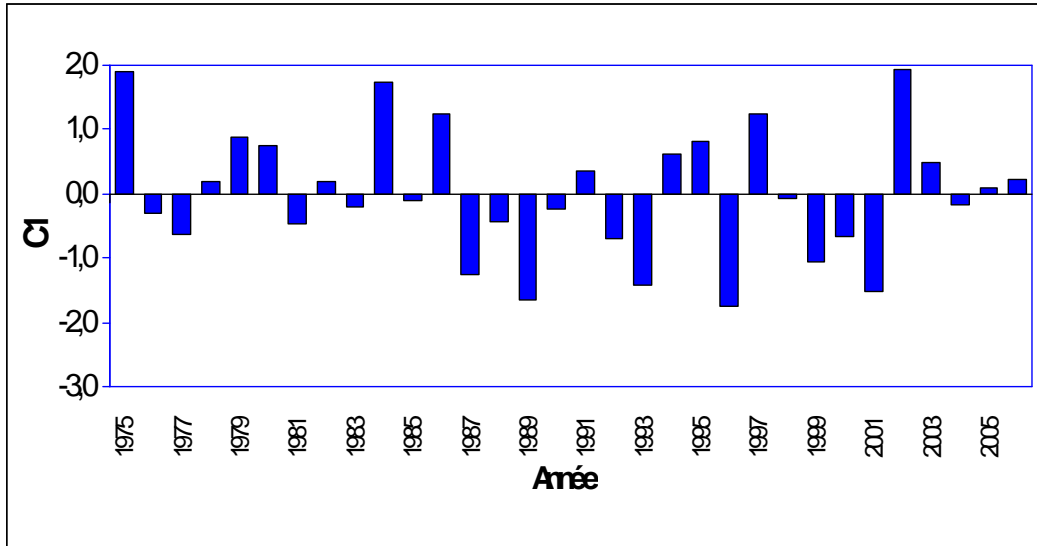


Figure.III.9 : Projection des observations sur la première composante

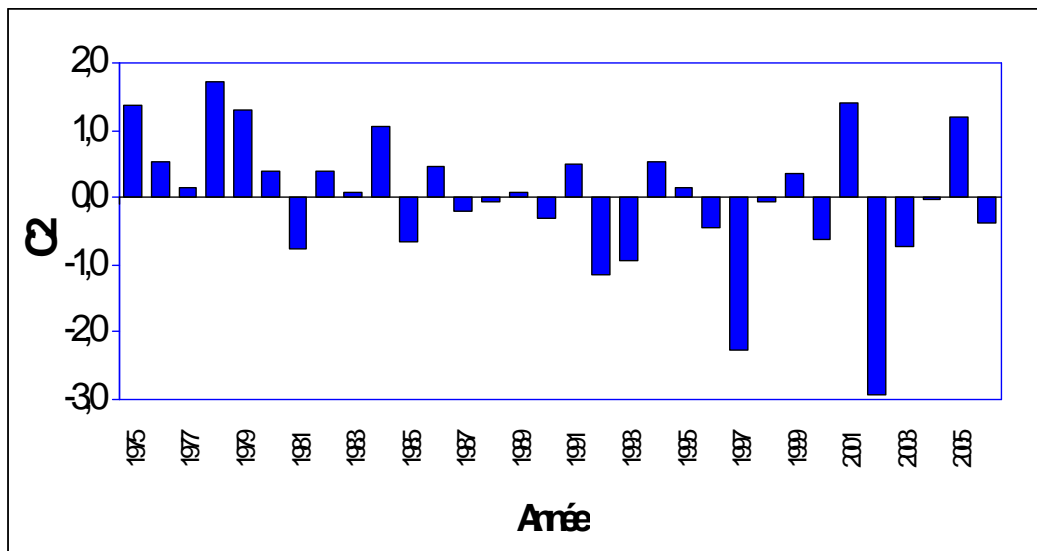


Figure.III.10 : Projection des observations sur la deuxième composante

La première composante (Fig.III.9), qui résume l'ensemble des observations de la zone d'étude, montre une évolution temporelle des précipitations avec une alternance des années humides et des années sèches.

La seconde composante (Fig.III.10) est caractérisée par une première période humide de 1975 à 1984, puis une période sèche, plus longue, de 1985 à 2003.

Une vision plus claire est donnée en reportant le cumul des projections des observations sur les composantes :

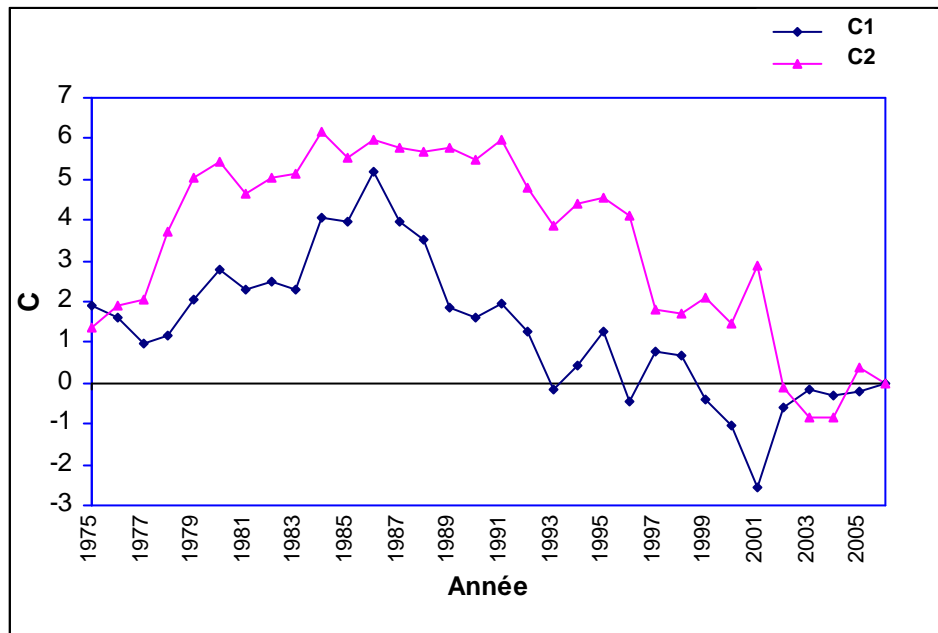


Figure.III.11 : Cumul des projections des observations sur les composantes

Les projections des observations sur les deux premières composantes principales (Annexe III.2), résument la part essentielle des fluctuations naturelles des précipitations sur la zone d'étude. Il y a une succession irrégulière de la permanence sur des périodes relativement étendues des situations d'étiage ou d'abondance (Fig.III.11) : les périodes excédentaires les plus remarquables sont (1975-1981) puis (1984-1986), suivies après d'une longue période de récession globale jusqu'au 2003. Une légère reprise apparaît à partir de 2000 à 2003.

Les deux premières composantes expliquent 78% de la variance, cela signifie qu'à l'encontre d'un poste d'observation, Les deux composantes fournissent la "signature" des évènements hydroclimatologiques, débarrassée du "bruit" inhérent aux procédés d'acquisition de l'information ou provoqué par une anomalie localisée au point de mesure. De ce fait, les deux composantes possèdent un potentiel informatif élevé.

Nous considérons que les observations X en un poste quelconque ne dépendent que des valeurs prises par $C1$ et $C2$. Donc les valeurs prises par ces deux premières composantes constituent les deux vecteurs régionaux.

1.4.4 Critique des données

Quelque que soit le soin apporté à la collecte et au traitement des données, il existe toujours des erreurs dans les fichiers. Ces erreurs sont de deux types :

- Accidentelles : erreurs de lecture, années incomplètes non signalées, erreurs de transcription.
- Systématiques : changement de site ou utilisation d'une éprouvette inadéquate par exemple.

Il n'existe pas de moyens pour détecter les véritables erreurs, par contre nous pouvons très bien détecter des anomalies par rapport à la représentation statistique du phénomène.

a- Détection des anomalies dans les séries de référence par analyse de cumul des résidus de régression

On sait que si deux variables X et Y sont tirées d'une loi de *Gauss* à deux dimensions, leur régression est linéaire.

Les écarts $E(i) = Y(i) - aX(i) - b$ à la droite de régression suivent alors une loi de *Gauss* de moyenne nulle et d'écart type $SE = SY(1-r^2)^{1/2}$.

Le cumul des I premiers écarts sur un total possible de n est noté CE(I) :

$$CE(I) = E(1) + E(2) + \dots + E(I) \quad (\text{III.5})$$

CE(I) suit également une loi de *Gauss* de moyenne nulle mais d'écart type SE(I) :

$$SCE(I) = SE(1*(1-n)/(n-1))^{1/2} \quad (\text{III.6})$$

Pour une année i, il y a 95 % de chance pour que l'écart à la droite de régression soit compris entre :

$$-1.96 SE < E(i) < 1.96 SE$$

Les anomalies accidentelles et systématiques sont détectées avec au moins 5% de chance d'être dues au hasard. En ce qui concerne les cumuls de résidus, il y a également 95% de chance pour avoir :

$$-1.96 SCE < CE(I) < 1.96 SCE$$

Comme nous avons montré, les observations X en un poste quelconque ne dépendent que des valeurs prises par C1 et C2 et d'un résidu aléatoire. En travaillant sur les racines carrées des observations, nous nous sommes mises dans des conditions de normalité. La Figure III.12 montre bien que les distributions de C1 et C2 sont normales.

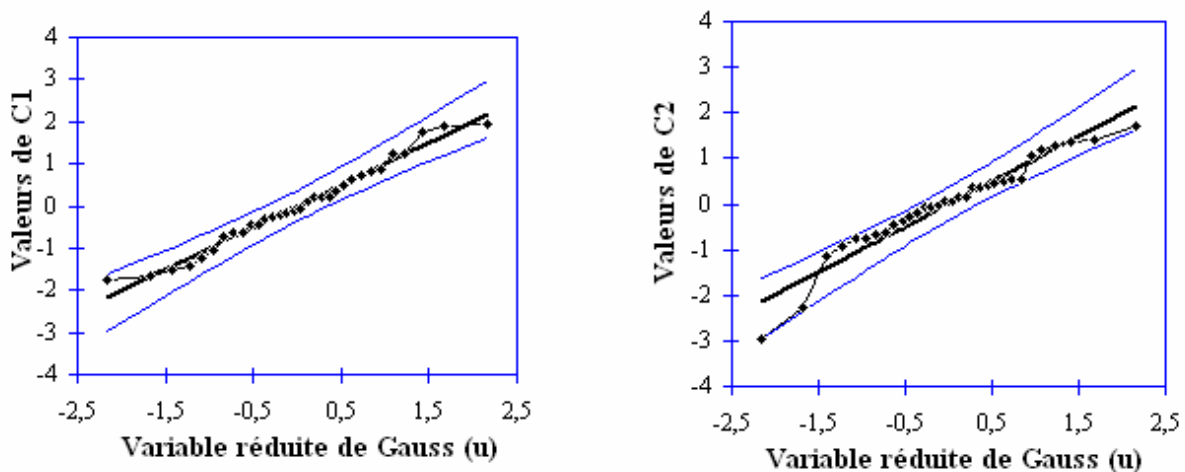


Figure III.12 : Ajustement à une loi Normale des projections sur les deux composantes

Les deux premières composantes expliquent 78% de la variance, cela signifie qu'en général, les séries pluviométriques se ramènent à une combinaison linéaire de ces deux vecteurs avec un coefficient de corrélation multiple de l'ordre de $R=0.88$.

Les paramètres de régression multiple entre la variable X et les deux premières composantes C1 et C2 d'après les n observations réellement disponibles sont déterminés.

Pour chaque observation X , son estimation X_e à partir de ces deux composantes est calculée par l'expression suivante :

$$X_e = a C_1 + b C_2 + c \quad (\text{III.7})$$

X_e est alors une reconstitution par rapport aux vecteurs régionaux, considérée comme exempte d'erreurs.

En se basant sur un travail déjà réalisé sur les précipitations du centre Algérien, dans l'ensemble on peut retenir les faits marquants suivant :

- Les erreurs ponctuelles ont été corrigées lorsque c'était possible, si non, l'année incriminée était considérée comme non observée.
- Dans les cas douteux, les données observées sont maintenues.

1.5 RECONSTITUTION DES SERIES PLUVIOMETRIQUES : régression double avec les vecteurs régionaux

Les deux vecteurs régionaux retenus ont permis de reconstituer les séries pluviométriques de telle manière à les rendre homogènes.

La démarche utilisée pour la reconstitution des séries est comme suit :

- Nous disposons de n_0 années d'observations et les pluies observées X . sur ces années, la régression double linéaire entre X d'une part et C_1 et C_2 d'autre part est entreprise pour déterminer les coefficients (a), (b), et (c) de l'équation de régression III.7.
- Pour chaque station, les coefficients (a), (b), et (c) sont déterminés. Les résultats de la régression double de chaque station sont donnés en Annexe III.3.
- Pour chaque station, les hauteurs de pluies sont reconstituées par l'équation de la régression. Le tableau III.4 illustre les résultats obtenus pour l'ensemble des stations étudiées.

Tableau III.4 : Les précipitations moyennes interannuelles (1975-2006) (observées / reconstituées)

| N° | Sous Bassin | Station | Code | Précipitations moyennes interannuelles | |
|----|--------------------------|---------------------|--------|----------------------------------------|-------------------|
| | | | | Observée (mm) | Reconstituée (mm) |
| 01 | Côtier Tenes | Sidi-Akacha | 020211 | 504 | 503 |
| 02 | Côtier Tenes | Damous | 020203 | 517 | 515 |
| 03 | Côtier Tenes | Tenes | 020205 | 443 | 449 |
| 04 | Côtier Cherchell | Bellah RN° 11 | 020319 | 519 | 520 |
| 05 | Côtier Cherchell | Sidi Ghiles | 020313 | 450 | 543 |
| 06 | Côtier Cherchell | Bordj Ghobrini | 020301 | 497 | 494 |
| 07 | Côtier Cherchell | Gouraya | 020315 | 531 | 531 |
| 08 | Côtier Cherchell | Djebabra | 020307 | 652 | 654 |
| 09 | Côtier Cherchell | Meurad Barrage | 020306 | 603 | 605 |
| 10 | Côtier Sahel | Fouka Marine | 020405 | 560 | 553 |
| 11 | Côtier Sahel | Ain Tagourait | 020403 | 512 | 496 |
| 12 | Côtier Bouzareah | Mahelma Ferme | 020511 | 580 | 577 |
| 13 | Côtier Cap Matifou | Pont D9 | 020629 | 585 | 585 |
| 14 | Côtier Cap Matifou | Reghaia | 020632 | 582 | 582 |
| 15 | Côtier Cap Matifou | Ouled Ali | 020627 | 579 | 582 |
| 16 | Côtier Cap Sigli | Tagma Pepiniere | 020909 | 1174 | 1173 |
| 17 | Côtier Cap Sigli | Yakourene | 020902 | 1091 | 1088 |
| 18 | Oued Djer Bou-Roumi | Attatba Cave | 021022 | 584 | 562 |
| 19 | Oued Djer Bou-Roumi | Boumedfaa | 021017 | 478 | 485 |
| 20 | Oued Djer Bou-Roumi | Oued Zeboudj | 021014 | 520 | 528 |
| 21 | Oued Chiffa | El Hamdania | 021115 | 903 | 905 |
| 22 | Oued Chiffa | Prise de Medea | 021102 | 703 | 704 |
| 23 | Oued Chiffa | RN4 Chiffa | 021105 | 535 | 538 |
| 24 | Oued Mazafran | Fer a Cheval | 021201 | 544 | 500 |
| 25 | Oued Mazafran | Oued el Alleug | 021210 | 560 | 565 |
| 26 | Oued El Harrach Amont | La Passerelle | 021307 | 748 | 721 |
| 27 | Oued El Harrach Maritime | Altairac | 021443 | 507 | 506 |
| 28 | Oued Sebaou Amont | Azaga Ecole | 021504 | 891 | 898 |
| 29 | Oued Sebaou Amont | Djemaa Saharidj | 021503 | 795 | 786 |
| 30 | Oued Sebaou Amont | Ait Aicha | 021509 | 1004 | 995 |
| 31 | Oued Sebaou Rabta | Aghribs (adrar) | 021601 | 1026 | 1044 |
| 32 | Oued Sebaou Rabta | Berber | 021607 | 890 | 990 |
| 33 | Oued Sebaou Rabta | Freha | 021603 | 691 | 696 |
| 34 | Oued Aissi | Larbaa nath irathen | 021705 | 871 | 857 |
| 35 | Oued Sebaou Sebt | Draa ben khedda | 021804 | 684 | 688 |
| 36 | Oued Sebaou Sebt | Larbaa makouda | 021805 | 772 | 774 |
| 37 | Oued Sebaou Sebt | Bouassem M.F. | 021801 | 824 | 823 |
| 38 | Oued Bougdoura | Draa el mizan | 021902 | 655 | 657 |
| 39 | Oued Bougdoura | Tizi letnine | 021911 | 653 | 628 |
| 40 | Oued Bougdoura | Tizi medene | 021901 | 675 | 700 |
| 41 | Oued Bougdoura | Boghni | 021903 | 672 | 673 |
| 42 | Oued Sebaou Maritime | Baghlia village | 022002 | 718 | 717 |

1.5.1 Station de base retenue pour chaque sous bassin

La démarche utilisée pour la détermination de la station représentative de chaque sous bassin est comme suit :

- Pour chacun des sous bassin Oued El Harrach Amont, Oued Sebaou Maritime et Côtier Bouzareah, une station existe, celle-ci est considérée comme représentative du sous bassin.
- Pour les autres sous bassins, la précipitation moyenne interannuelle représentative de l'ensemble du sous bassin par la méthodes de Thiessen a été déterminé, la station qui a la moyenne la plus proche de celle du sous bassin est considérée comme la station représentative.

Le tableau III.5 donne les valeurs des pluies moyennes interannuelles pour l'ensemble des stations pluviométriques représentatives des sous bassins.

Tableau III.5 : Pluies moyennes interannuelles (mm) des stations retenues (1975-2006)

| N° | Sous Bassin | Précipitations Moyennes Interannuelles (mm) | Station retenue | Code | Précipitations Moyennes Interannuelles (mm) |
|----|--------------------------|---------------------------------------------|---------------------|--------|---------------------------------------------|
| 01 | Côtier Tenes | 500 | Sidi-Akacha | 020211 | 503 |
| 02 | Côtiers Cherchell | 570 | Sidi Ghiles | 020313 | 543 |
| 03 | Côtiers Sahel | 520 | Fouka Marine | 020405 | 553 |
| 04 | Côtier Bouzareah | 577 | Mahelma Ferme | 020511 | 577 |
| 05 | Côtier Cap Matifou | 581 | Reghaia | 020632 | 582 |
| 06 | Côtier Cap Sigli | 1100 | Yakourene | 020902 | 1088 |
| 07 | Oued Djer Bou-Roumi | 520 | Oued Zeboudj | 021014 | 528 |
| 08 | Oued Chiffa | 728 | Prise de Medea | 021102 | 704 |
| 09 | Oued Mazafran | 555 | Oued el Alleug | 021210 | 565 |
| 10 | Oued El Harrach Amont | 721 | La Passerelle | 021307 | 721 |
| 11 | Oued El Harrach Maritime | 610 | Ouled Ali | 020627 | 582 |
| 12 | Oued Sebaou Amont | 740 | Azaga Ecole | 021504 | 898 |
| 13 | Oued Sebaou Rabta | 900 | Berber | 021607 | 990 |
| 14 | Oued Aissi | 857 | Larbaa nath irathen | 021705 | 857 |
| 15 | Oued Sebaou Sebt | 770 | Larbaa makouda | 021805 | 774 |
| 16 | Oued Bougdoura | 670 | Draa el mizan | 021902 | 657 |
| 17 | Oued Sebaou Maritime | 717 | Baghlia village | 022002 | 717 |

Conclusion

La critique de données pluviométriques a mis en évidence de nombreuses anomalies accidentelles ou systématiques. Quelques anomalies se sont révélées être des erreurs que nous avons pu corriger. D'autres anomalies se sont avérées être manifestement des erreurs, mais non rectifiables, nous avons donc simplement remplacé ces valeurs fausses par des absences d'informations. Nous avons détecté plusieurs ruptures de stationnarité correspondant à des changements d'appareillage ou d'observateurs. En absence de données objectives permettant d'homogénéiser les séries, nous avons maintenu les données observées.

L'analyse en composantes principales a permis de construire deux vecteurs régionaux avec lesquels les variables se corréleront avec un coefficient multiple $R = 0,88$. Cela signifie qu'en général les séries pluviométriques se ramènent à une combinaison linéaire de ces deux vecteurs. Ainsi, ces deux vecteurs régionaux retenus ont permis de compléter et de reconstituer des séries pluviométriques homogènes. Ces outils représentent une évaluation préliminaire pour dégager une étude hydropluviométrique et d'estimer la lame d'eau moyenne tombée sur chaque sous bassin.

2. ÉCOULEMENT

Les caractéristiques de l'écoulement à savoir, les débits minimum, maximum et moyen annuel, le module spécifique, l'hydraulicité, la lame d'eau écoulée, le coefficient de variation, ainsi que les caractéristiques statistiques sont calculées pour toutes les stations hydrométriques.

2.1 AQUISITION DES DONNEES HYDROMETRIQUES

La collecte des fichiers de données hydrométriques de base pour le Côtier Algérois, a été réalisée grâce à la collaboration de l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (A.N.R.H) de BLIDA. Ces fichiers donnent les valeurs mesurées des débits moyens journaliers de 19 stations hydrométriques de la région d'étude sur des longues périodes d'observations.

2.1.1 Situation des stations hydrométriques

La localisation géographique de l'ensemble des stations hydrométriques choisies des différents bassins versants étudiés s'est faite à partir des coordonnées correspondantes (Fig. III.13).

2.1.2 Caractéristiques des stations hydrométriques

La liste des différentes stations hydrométriques est présentée dans le tableau III.6. Les stations sont équipées d'un limnigraphe, d'une échelle limnimétrique et d'un téléphérique pour les jaugeages pour quelques stations.

2.2 DEBITS MOYENS ANNUELS

L'écoulement moyen annuel ou l'abondance annuelle est une notion fondamentale en hydrologie. C'est le volume d'eau écoulé en 365 jours à la sortie d'un bassin. Le débit brut ou absolu est généralement exprimé en m^3/s et le débit spécifique se traduit en $l s^{-1} km^{-2}$.

Nous disposons des séries de données hydrométriques représentant 09 à 26 ans d'observation (tableau III.6).

L'extension des données hydrométriques n'a pas été effectuée, car il semble préférable de baser notre analyse sur des données réellement observées et non théoriquement extrapolées.

L'évaluation des données manquantes à l'échelle mensuelle à une station a été déterminée à partir des valeurs provenant de la station voisine présentant le meilleur coefficient de corrélation et ayant fonctionné durant le mois manquant. La formule la plus simple pour combler les lacunes des séries, sans erreur majeure, et de remplacer la valeur manquante par une moyenne pondérée par la tendance mensuelle des stations hydrométriques (Musy et al, 1992).

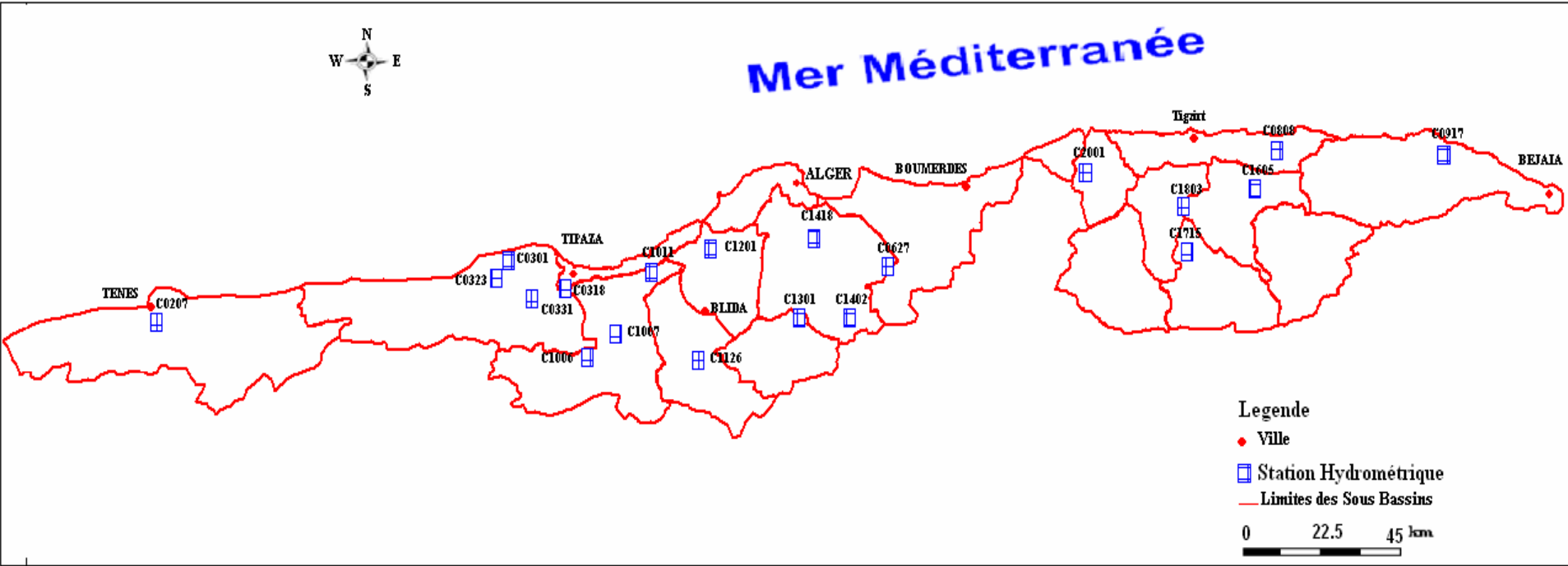


Figure III.13 : Carte de Situation des Stations Hydrométriques.

Tableau III.6 : Caractéristiques des stations hydrométriques

| N° | Sous Bassin | Station hydrométrique | Code | Affluent ou Oued | Coordonnées | | A (Km ²) | N (ans) | D.M.S |
|----|--------------------------|-----------------------|--------|------------------|-------------|--------|----------------------|---------|-------|
| | | | | | X (KM) | Y (KM) | | | |
| 01 | Côtier Tenes | Sidi Akacha | 020207 | Allalah | 376 | 354 | 295 | 20 | 1972 |
| 02 | Côtier Cherchell | Hajout | 020318 | Bourkika | 476 | 359 | 72 | 8 | 1972 |
| 03 | Côtier Cherchell | Mesdour | 020331 | Boukdir | 461 | 367 | 213 | 11 | 1993 |
| 04 | Côtier Cherchell | Bordj ghoibrini | 020301 | El hachem | 461 | 367 | 213 | 17 | 1966 |
| 05 | Côtier Cherchell | Pont RN11 | 020323 | Belah | 459 | 368 | 55 | 26 | 1972 |
| 06 | Côtier Cap Matifou | Ouled Ali | 020627 | Barek | 553 | 372 | 37 | 17 | 1971 |
| 07 | Côtier Tizirt | RN24 (Azzeffoun) | 020808 | M'letat | 647 | 400 | 35 | 15 | 1973 |
| 08 | Oued Djer Bou-Roumi | El Affroun | 021007 | Djer | 490 | 351 | 395 | 26 | 1969 |
| 09 | Oued Djer Bou-Roumi | Boumedfaa | 021006 | Djer | 484 | 343 | 336 | 15 | 1969 |
| 10 | Oued Djer Bou-Roumi | Attatba | 021011 | Bouroumi | 499 | 363 | 680 | 16 | 1969 |
| 11 | Oued Chiffa | Amont des gorges | 021126 | Chiffa | 506 | 342 | 316 | 22 | 1969 |
| 12 | Oued Mazafran | Fer à cheval | 021201 | Mazafran | 510 | 373 | 1900 | 16 | 1945 |
| 13 | Oued El Harrach Amont | Rocher des pigeons | 021301 | El harrach | 532 | 355 | 387 | 16 | 1969 |
| 14 | Oued El Harrach Maritime | Baraki | 021418 | El Harrach | 535 | 376 | 970 | 22 | 1971 |
| 15 | Oued El Harrach Maritime | Larabaa | 021402 | Djemmaa | 544 | 358 | 130 | 9 | 1970 |
| 16 | Oued Sebaou Rabta | FREHA | 021605 | Dis | 643 | 384 | 100 | 17 | 1973 |
| 17 | Oued Aissi | RN30 | 021715 | Aissi | 626 | 379 | 460 | 13 | 1979 |
| 18 | Oued Sebaou Sebt | Belloua | 021803 | Sebaou | 623 | 381 | 1490 | 12 | 1972 |
| 19 | Oued Sebaou Maritime | Baghlia | 022001 | Sebaou | 604 | 390 | 2390 | 11 | 1963 |

D.M.S : Date de Mise en Service et **N** : période d'enregistrement ou nombre d'années.

2.2.1 Variations des débits annuels moyens et interannuels

L'analyse des débits moyens annuels et interannuels montre une irrégularité très nette dans l'ensemble des stations étudiées comme le montre la figure. III.14.

- **Oued Allalah à la station Sidi akkacha**

La distribution des débits moyens annuels et interannuels à la station de Sidi akkacha a un maxima en 1986 (1.32 m³/s) et un minima en 1990 (0.11 m³/s) avec une moyenne de 0.49 m³/s.

- **Oued Bourkika à la station Hadjout**

Le régime hydrologique de l'oued Bourkika à la station de Hadjout diminue progressivement pour atteindre un débit moyen de 0.21 m³/s oscillant entre un minimum de 0.04 m³/s mesuré en 1990 et un maximum de 0.66 m³/s enregistré en 1983.

- **Oued Boukdir à la station Mesdour**

Une décroissance des débits sur toute la période d'observation est notée. Le débit maximum 0.53 m³/s est enregistré en 1995. Le minimum 0.1 m³/s est observé en 1993. Les années 90 sont marquées par une diminution importante des débits, ceci reflète l'effet de la sécheresse générale que l'Algérie a connue.

- **Oued El hachem à la station Bordj ghobrini**

Le débit moyen annuel le plus important à la station de Bordj ghobrini a été enregistré en 1986 (1.81m³/s). Le minimum est observé en 1990 (0.01 m³/s) avec une moyenne de 0.86 m³/s.

- **Oued Belah à la station Pont RN11**

L'analyse des débits moyens annuels montre une irrégularité interannuelle très marquée. Les lames d'eau écoulées varient énormément d'une année à une autre avec un minimum de 0.02 m³/s en 1987 et un maximum de 1.1 m³/s en 1981. La moyenne est de 0.23 m³/s.

- **Oued Barek à la station Ouled Ali**

Au niveau de la station d'Ouled Ali, les débits moyens annuels demeurent constants avec des valeurs très faibles pour la période (1987-1997). Le débit moyen annuel le plus important a été enregistré en 1986 (1.32m³/s) et le minimum en 1990 (0.11 m³/s) avec une moyenne de 0.49 m³/s.

- **Oued M'letat à la station RN24 (Azzeffoun)**

La distribution des débits moyens annuels et interannuels à la station de Pont RN24 est maximal en 1986 (1.03 m³/s) et minimale en 1997 (0.02 m³/s) avec une moyenne de 0.31 m³/s.

- **Oued Djer à la station El Affroun**

Les débits moyens annuel diminuent à partir de leurs maximums en 1971 (3.25 m³/s) pour atteindre le minimum en 1990 (0.03 m³/s).

- **Oued Bouroumi à la station Attatba**

Le régime hydrologique de l'oued Bouroumi à la station d'Attatba augmente progressivement à partir d'un débit minimum observé en 1990 (0.06m³/s) pour atteindre un maximum de 13.38 m³/s enregistré en 1996 avec une moyenne de 2.19 m³/s, notant un coefficient de variation très élevé de 1.5.

- **Oued Chiffa à la station Amont des gorges**

Le régime hydrologique de l'oued Chiffa augmente progressivement pour atteindre un débit moyen de 2.48 m³/s variant entre un minimum de 0.06 m³/s mesuré en 1990 et un maximum de 7.71 m³/s enregistré en 1973. La période de 1987 à 1996 montre des faibles débits influencés par la sécheresse généralisée sur toute l'Algérie.

- **Oued Mazafran à la station Fer à cheval**

Les débits moyens annuels diminuent à partir de 1981 pour atteindre un minimum en 1997 (0.05 m³/s), et augmentent jusqu'à un maximum de 13.38 m³/s en 1996.

- **Oued Sebaou à la station Baghlia**

Le régime des écoulements de l'Oued Sebaou est très irrégulier. Ses principaux affluents transitent en moyenne un débit 13.5m³/s, un débit relativement fort qui s'explique par la grande superficie drainée par l'Oued (2390 km²). Le débit maximum est enregistré en 1986 (36.5 m³/s) et le minimum en 1990 (2.34 m³/s).

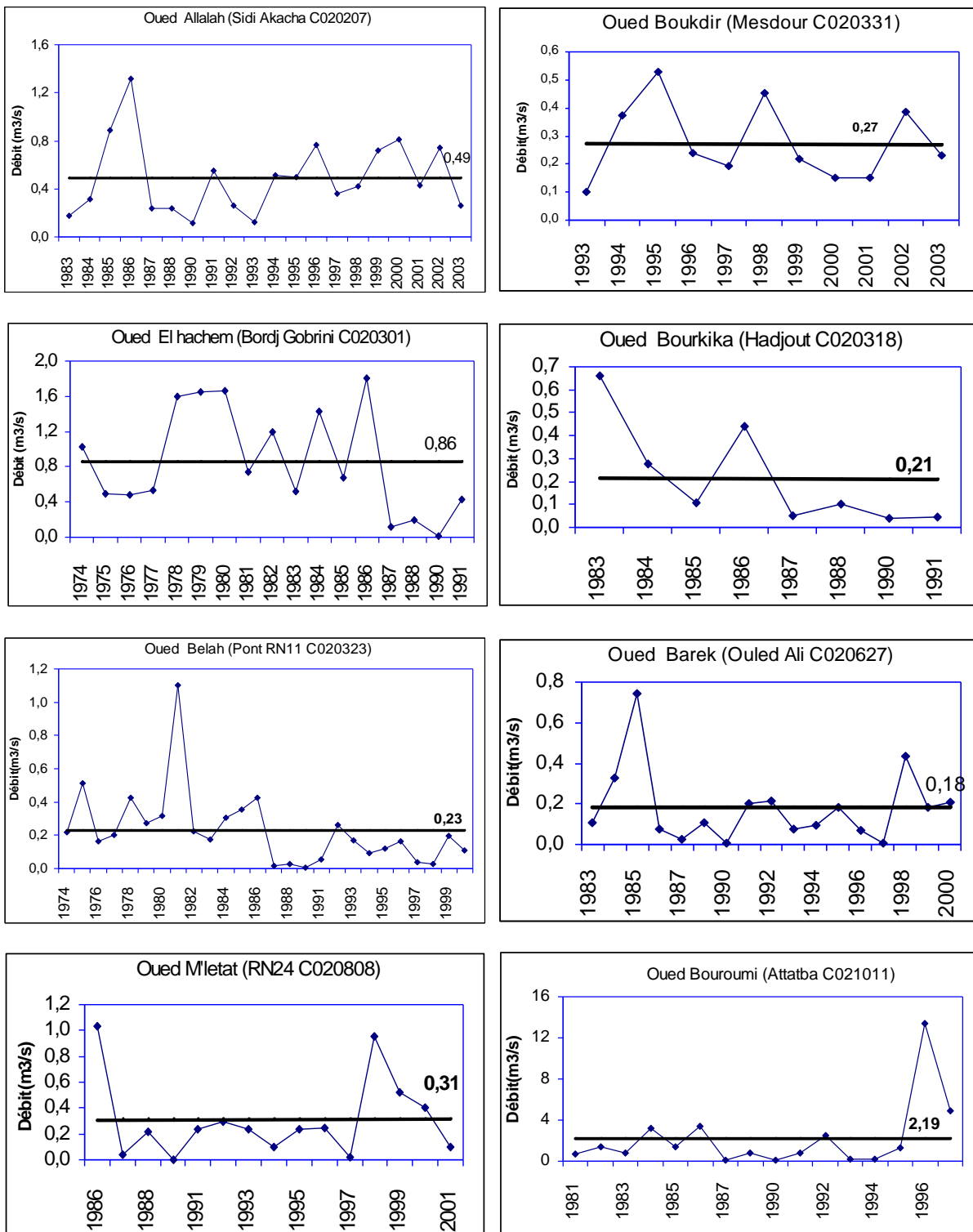


Figure III.14 : Variations interannuelles des débits

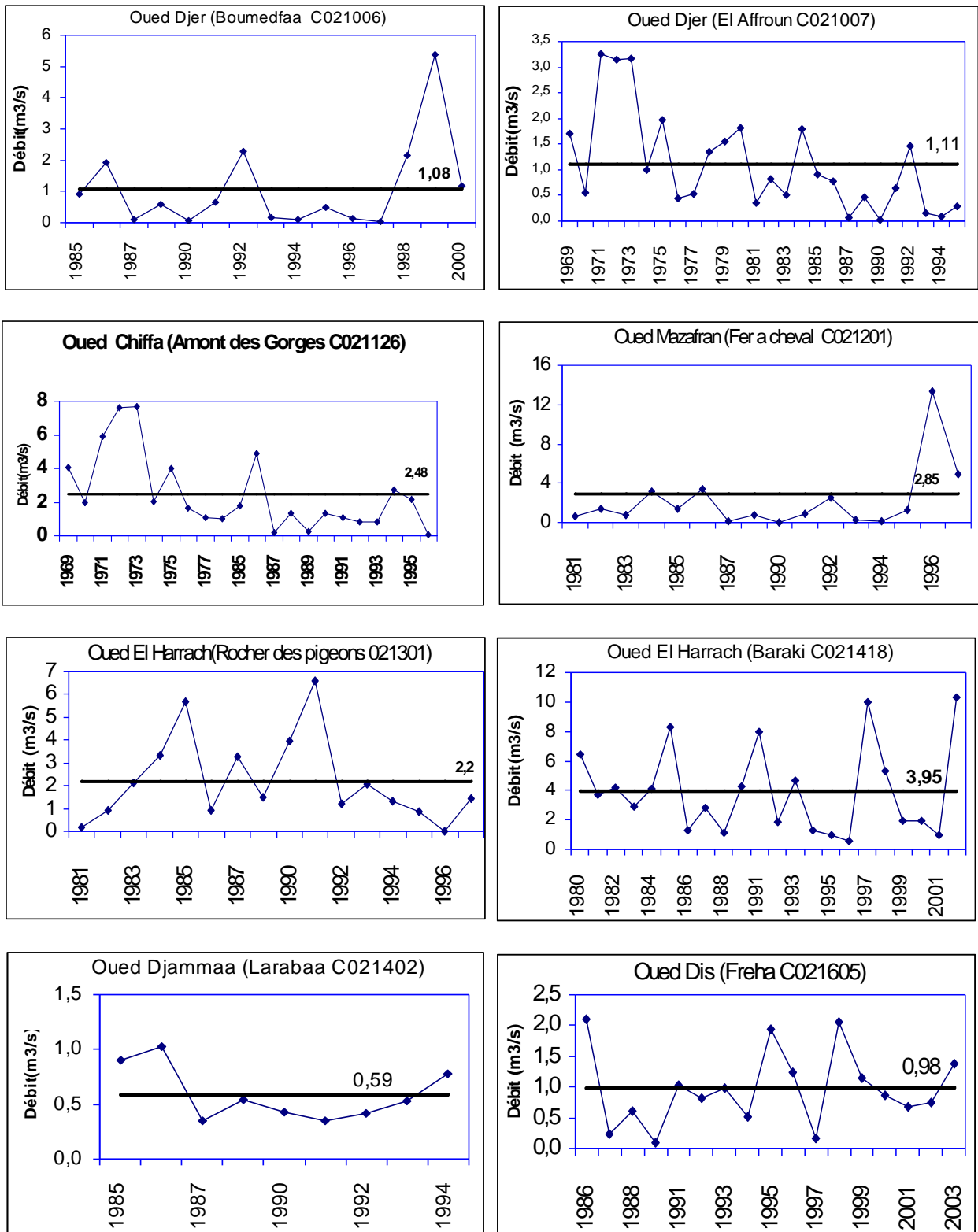


Figure III.14 : Variations interannuelles des débits (suite)

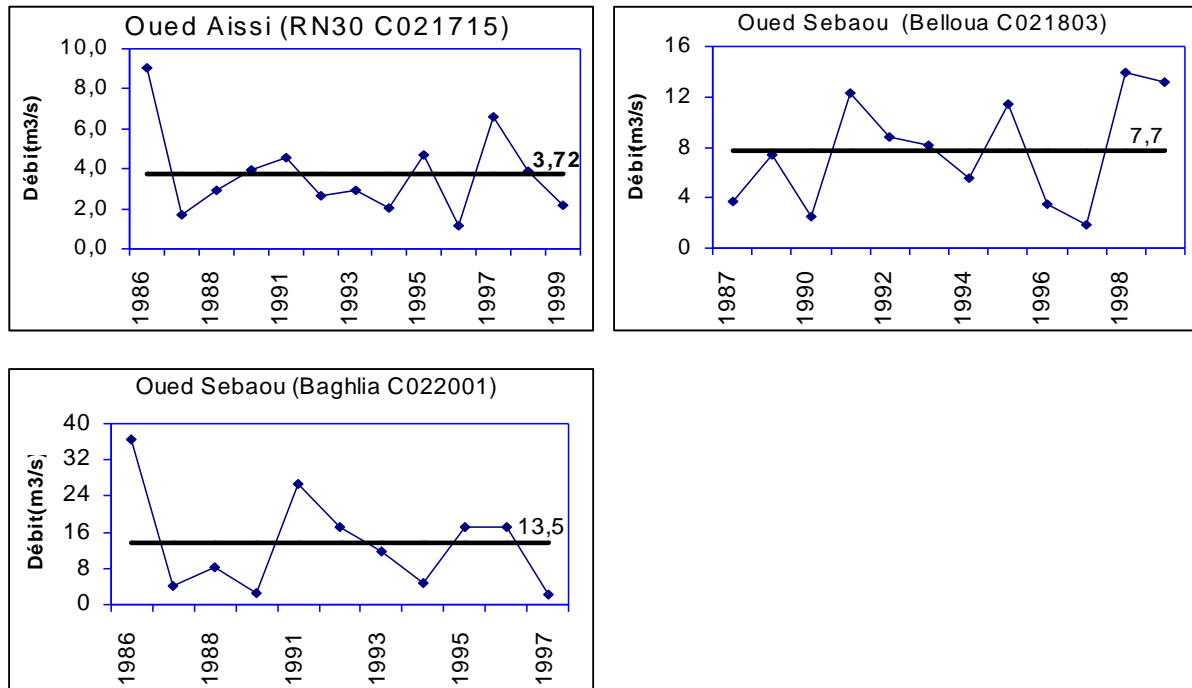


Figure III.14 : Variations interannuelles des débits (suite et fin)

Les différents paramètres statistiques des débits moyens interannuels pour l'ensemble des stations sont représentés dans le tableau III.7.

Tableau III.7 : Paramètres statistiques des débits moyens interannuels

| Station hydrométrique | Q_{moy} (m³/s) | Q_{max} (m³/s) | Q_{min} (m³/s) | Cv | $R = \frac{Q_{max}}{Q_{min}}$ | Nbre. d'ann. > moy. |
|-----------------------|------------------|------------------|------------------|------|-------------------------------|---------------------|
| Sidi Akacha | 0,49 | 1,32 | 0,11 | 0,63 | 12 | 9 sur 20 |
| Hajout | 0,21 | 0,66 | 0,04 | 1,06 | 17 | 3 sur 8 |
| Mesdour | 0,27 | 0,53 | 0,10 | 0,50 | 5 | 4 sur 11 |
| Bordj ghobrini | 0,86 | 1,81 | 0,01 | 0,70 | 181 | 7 sur 17 |
| Pont RN11 | 0,23 | 1,10 | 0,02 | 0,97 | 55 | 11 sur 26 |
| Ouled Ali | 0,18 | 0,74 | 0,01 | 1,02 | 74 | 8 sur 17 |
| RN24 (Azzeffoun) | 0,31 | 1,03 | 0,02 | 1,00 | 52 | 4 sur 15 |
| El Affroun | 1,11 | 3,25 | 0,03 | 0,87 | 108 | 10 sur 26 |
| Boumedfaa | 1,08 | 5,39 | 0,04 | 1,32 | 135 | 5 sur 15 |
| Attatba | 2,19 | 13,38 | 0,06 | 1,50 | 223 | 5 sur 16 |
| Amont des gorges | 2,48 | 7,71 | 0,07 | 0,91 | 110 | 7 sur 22 |
| Fer à cheval | 2,85 | 13,38 | 0,05 | 0,76 | 268 | 4 sur 16 |
| Rocher des pigeons | 2,2 | 6,60 | 0,03 | 0,85 | 220 | 6 sur 16 |
| Baraki | 3,95 | 10,30 | 0,56 | 0,75 | 18 | 10 sur 22 |
| Larabaa | 0,59 | 1,03 | 0,35 | 0,42 | 3 | 3 sur 9 |
| FREHA | 0,98 | 2,09 | 0,10 | 0,63 | 21 | 7 sur 17 |
| RN30 | 3,72 | 9,02 | 1,14 | 0,58 | 8 | 6 sur 13 |
| Belloua | 7,7 | 13,98 | 1,84 | 0,56 | 8 | 6 sur 12 |
| Baghlia | 13,5 | 36,50 | 2,34 | 0,80 | 16 | 5 sur 11 |

2.1.1.1 Coefficient de variation

Les valeurs du coefficient de variation (C_v) sont élevées (tableau.III.7). Nous relevons les plus fortes valeurs au niveau de l'oued Bouroumi ($C_v=1.5$), l'oued Djer ($C_v=1.3$). Cette variabilité dans l'ensemble est liée à l'alimentation essentiellement pluviale irrégulière des cours d'eau.

2.1.1.2 L'hydraulicité (K_i)

Les séries hydrométriques permettent de cerner l'évolution des débits sur des années successives. Les courbes des variations interannuelles des débits (Fig.III.14) montrent de fortes fluctuations de débits d'une année à l'autre ainsi qu'une indigence quasi- générale de l'écoulement pendant les vingt dernières années. En témoignant, les valeurs de l'hydraulicité qui sont en majorité inférieures à la moyenne annuelle (tableaux III.7). En effet, plus de 50% des années hydrologiques sont déficitaires.

2.1.1.3 Coefficient d'immodération

L'irrégularité interannuelle de l'écoulement peut être complétée par d'autres critères statistiques simples tels que le coefficient de variation, ainsi que le coefficient d'immodération (R) donné par le rapport des débits extrêmes ($R = Q_{max}/Q_{min}$).

Les coefficients d'immodération (Tableau III.7) sont eux aussi élevés, ils varient entre 3 et 268, cette dernière valeur remarquable de Fer a cheval montre l'irrégularité accentuée des débits interannuels.

2.1.2 Variations des débits annuels moyens spécifiques (q en $l/s.km^2$)

S'il s'agit de comparer les régimes hydrologiques afférents à des stations ou à des cours d'eau différents. Il est souvent avantageux de calculer les débits spécifiques ($l/s.km^2$) des bassins versants à chacune des stations considérées. Dans certaines études hydrologiques, ce débit spécifique est souvent exprimé par le coefficient d'écoulement (tableau.III.8).

Le débit spécifique des bassins (tableau.III.8) varie d'une part en fonction de la distribution des précipitations et d'autre part en fonction des caractéristiques physiographiques de chaque bassin, à savoir la lithologie et le couvert végétal. C'est donc un élément purement géographique.

Une variation très importante du coefficient d'écoulement d'un bassin à l'autre est de : 08 à 45 %. Les plus fortes valeurs sont enregistrées au niveau de l'Oued Boukdir, Oued Chiffa et Oued Dis. Cette variabilité est liée à la quantité des précipitations alimentant le bassin et à la lithologie des cours d'eau.

Le bassin versant de l'oued Dis, s'étend sur $100 km^2$, il reçoit plus de précipitations ($P=990mm$). Son débit spécifique est de $9.8 l/s/km^2$ correspondant à une lame d'eau écoulée de $308mm$ et un déficit de 69%.

Le bassin versant de l'oued Boukdir ($213km^2$), reçoit moins de précipitations ($P=543mm$). Son débit spécifique est de $1.27 l/s/km^2$, soit une lame d'eau écoulée de $248 mm$ et avec un déficit de 55%. Cette valeur relativement moins importante du déficit du sous bassin est due à la lithologie du bassin.

Tableau III.8 : Débit spécifique et coefficient d'écoulement

| Sous Bassin | Affluent ou Oued | Q _{moy} (m ³ /s) | q (l/s/km ²) | S (km ²) s. bassin | S (km ²) contrôlé | L ₀ (mm) | Ce (%) |
|--------------------------|------------------|--------------------------------------|--------------------------|--------------------------------|-------------------------------|---------------------|--------|
| Côtier Tenes | Allalah | 0,49 | 1,66 | 1397 | 295 | 52 | 10 |
| Côtier Cherchell | Bourkika | 0,21 | 2,92 | 1179 | 72 | 94 | 17 |
| Côtier Cherchell | Boukdir | 0,27 | 1,27 | 1179 | 213 | 248 | 45 |
| Côtier Cherchell | El hachem | 0,86 | 4,04 | 1179 | 213 | 126 | 23 |
| Côtier Cherchell | Belah | 0,23 | 4,18 | 1179 | 55 | 132 | 24 |
| Côtier Cap Matifou | Barek | 0,18 | 4,86 | 829 | 37 | 153 | 26 |
| Côtier Tizirt | M'letat | 0,31 | 8,86 | 402 | 35 | 277 | 28 |
| Oued Djer Bou-Roumi | Djer | 1,11 | 2,81 | 900 | 395 | 89 | 17 |
| Oued Djer Bou-Roumi | Djer | 1,08 | 3,21 | 900 | 336 | 101 | 19 |
| Oued Djer Bou-Roumi | Bouroumi | 2,19 | 3,22 | 900 | 680 | 102 | 19 |
| Oued Chiffa | Chiffa | 2,48 | 7,85 | 585 | 316 | 249 | 35 |
| Oued Mazafran | Mazafran | 2,85 | 1,50 | 427 | 1900 | 47 | 8 |
| Oued El Harrach Amont | El harrach | 2,2 | 5,68 | 387 | 387 | 180 | 25 |
| Oued El Harrach Maritime | El Harrach | 3,95 | 4,07 | 820 | 970 | 158 | 27 |
| Oued El Harrach Maritime | Djemmaa | 0,59 | 4,54 | 820 | 130 | 143 | 25 |
| Oued Sebaou Rabta | Dis | 0,98 | 9,80 | 433 | 100 | 308 | 31 |
| Oued Aissi | Aissi | 3,72 | 8,09 | 465 | 460 | 255 | 30 |
| Oued Sebaou Sebt | Sebaou | 7,7 | 5,17 | 306 | 1490 | 163 | 21 |
| Oued Sebaou Maritime | Sebaou | 13,5 | 5,65 | 229 | 2390 | 178 | 25 |

L₀ (mm) : lame d'eau écoulée, Ce : coefficient d'écoulement.

2.3 Ressources annuelles en eau de surface disponibles

Les ressources en eau du Côtier Algérois sont caractérisées par une très forte sensibilité aux aléas climatiques (les eaux superficielles liées à l'importance des précipitations), par une irrégularité temporelle et une vulnérabilité à la sécheresse et à la pollution, notamment les eaux superficielles, en raison de la faiblesse des débits de base des cours d'eau. L'apport annuel moyen des cours d'eau, selon la série étudiée est donné dans la figure III.15.

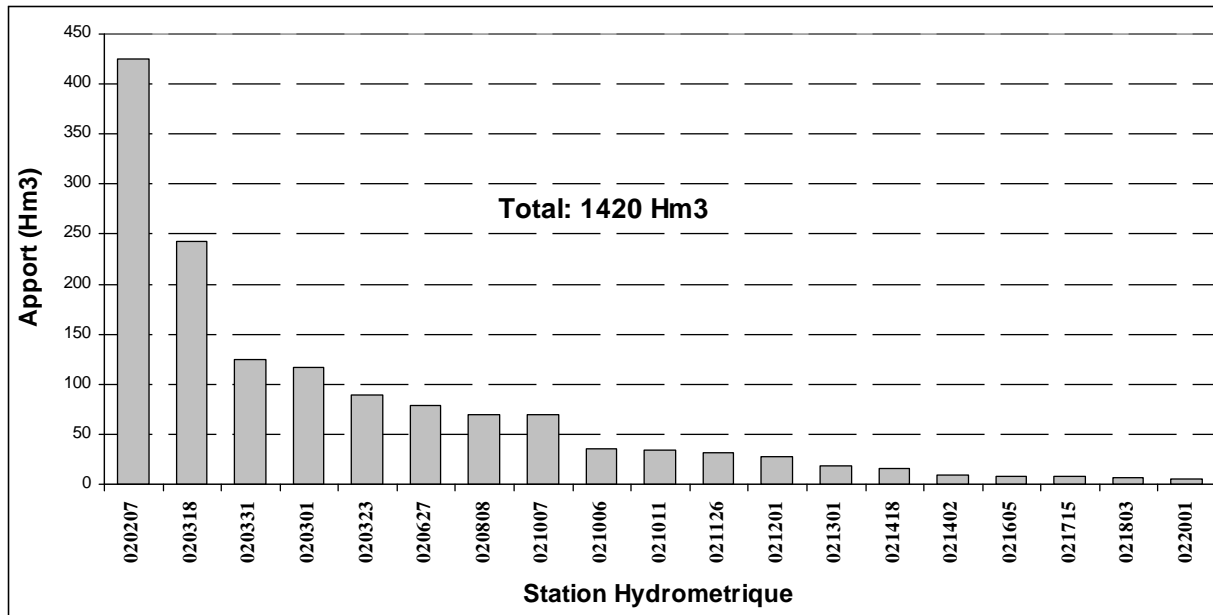


Figure III.15: Evaluation de l'apport total moyen annuel écoulé

Conclusion

D'une, manière générale, le régime hydrologique du bassin versant du Côtier Algérois est caractérisé par une irrégularité interannuelle caractérisée par les fortes valeurs du coefficient de variation.

La chronique du débit constitue l'information de base pour caractériser les variations des écoulements. Il convient de définir ce que représentent ces débits. Les chroniques enregistrées sont en fait presque toujours des chroniques de hauteur qui sont ensuite converties en débit au moyen des courbes de tarage.

L'apport moyen annuel est estimé à 1420 Hm³, avec une lame d'eau écoulee annuelle de 160 mm et un déficit de 75% pour l'ensemble des stations étudiées. En ce qui concerne la prévention des inondations, les volumes écoulés pendant les crues sont aussi importants à connaître que les débits en basses eaux. En réponse à ce besoin, l'approche d'entropie intègre la notion de mesure de débits pendant les crues sera appliquée dans les cours d'eau naturels du bassin versant du Côtier Algérois.

Le manque des jaugeages par le moulinet pour les grands débits (la banque de données existantes) et l'absence des levés topographiques des sites de mesure (profils en travers : à l'amont, au droit et à l'aval de la section de mesure et le profil en long du cours d'eau) limitent l'utilisation de certaines méthodes qui permettent de recenser les événements extrêmes (par exemple, la méthode facteur Pente-frottement, facteur surface-pente). Donc, la technique d'extrapolation des courbes de tarage va permettre de remédier au manque enregistré dans les mesures des grands débits.

Les courbes de tarage représentent une relation fonctionnelle entre la hauteur (qui peut varier jusqu'à 10 m) et les débits (qui peuvent varier de zéro à des centaines de milliers d'unités du débit). La solution traditionnelle consiste à tracer les débits en utilisant une échelle logarithmique. Plusieurs consignes et normes (Herschy, 1995) ont montré l'utilité d'employer une échelle logarithmique pour les hauteurs. Ces hauteurs sont calculées à partir des hauteurs prélevées H par l'ajout ou la soustraction d'une certaine valeur arbitraire h_0 pour laquelle le débit est nul, de telle façon, si on trace le logarithme des débits contre le logarithme de $(H-h_0)$, les points projetés approximativement sur une ligne droite régie par une loi de la forme de l'équation (I.14) ($Q = a (H \pm h_0)^b$).

Q : Débit.

H : hauteur.

H_0 : hauteur mesurée au débit nul.

a, b : constantes

Des méthodes statistiques ont été développées pour adapter les courbes sous forme d'équation (I.14) ou sous forme polynomiale (Herschy, 1995, 1999). Chester (1986), a tenté de rationaliser le problème global des courbes de tarage. Il a préconisé la valeur de 0.4 pour la puissance (b), tandis que le facteur (a) dépend de la station hydrométrique. Fenton (2001) a préféré la valeur 0.5, car elle est plus représentative de l'hydraulique et des dispositifs du contrôle naturel des fleuves. Mueses-pérez (2006) a noté que les valeurs de (a) et (b) varient avec les caractéristiques du bassin versant.

Dans ce chapitre, les débits jaugés sont corrélés aux hauteurs observées. Après nous recherchons le modèle qui permettra d'estimer les premiers à partir des seconds.

1. L'ACQUISITION DES DONNEES

L'étude est réalisée à partir des données des débits instantanés et des hauteurs lues collectées au niveau des différents bassins étudiés.

Les modalités d'acquisition des données ont été faites comme suit :

Les hauteurs sont lues à partir des échelles limnimétriques et les débits qui leurs correspondent sont estimés par :

- La méthode de moulinet ;
- La méthode des flotteurs ;
- Par des déversoirs étalonnés qui se trouvent à l'aval de la station (seulement pour quelques stations) ;
- Les courbes d'étalonnage établies par les services de l'ANRH.

Cette étude a porté sur 16 oueds aux 19 stations hydrométriques (Tableau IV.1).

Tableau IV.1 : Nombre d'années d'observation des stations hydrométriques

| Station hydrométrique | Code | Oued | Coordonnées | | N (ans) | D.M.S |
|-----------------------|--------|------------|-------------|--------|---------------|-------|
| | | | X (KM) | Y (KM) | | |
| Sidi Akacha | 020207 | Allalah | 376 | 354 | 33(1969-2003) | 1972 |
| Hajout | 020318 | Bourkika | 476 | 359 | 09(1983-1991) | 1972 |
| Mesdour | 020331 | Boukdir | 461 | 367 | 12(1993-2004) | 1993 |
| Bordj ghobrini | 020301 | El hachem | 461 | 367 | 17(1974-1991) | 1966 |
| Pont RN11 | 020323 | Belah | 459 | 368 | 08(1983-1990) | 1972 |
| Ouled Ali | 020627 | Barek | 553 | 372 | 18(1984-2005) | 1971 |
| RN24 (Azzeffoun) | 020808 | M'letat | 647 | 400 | 17(1986-2002) | 1973 |
| El affroun | 021007 | Djer | 490 | 351 | 23(1969-1995) | 1969 |
| Boumedfaa | 021006 | Djer | 484 | 343 | 13(1985-1999) | 1969 |
| Attatba | 021011 | Bouroumi | 499 | 363 | 15(1982-1996) | 1969 |
| Amont des gorges | 021126 | Chiffa | 506 | 342 | 26(1969-1997) | 1969 |
| Fer à cheval | 021201 | Mazafran | 510 | 373 | 17(1982-2005) | 1945 |
| Rocher des pigeons | 021301 | El harrach | 532 | 355 | 17(1985-2006) | 1969 |
| Baraki | 021418 | El Harrach | 535 | 376 | 18(1986-2003) | 1971 |
| Larabaa | 021402 | Djemmaa | 544 | 358 | 10(1985-1994) | 1970 |
| FREHA | 021605 | Dis | 643 | 384 | 19(1986-2005) | 1973 |
| RN30 | 021715 | Aissi | 626 | 379 | 09(1986-1994) | 1979 |
| Belloua | 021803 | Sebaou | 623 | 381 | 13(1987-1999) | 1972 |
| Baghlia | 022001 | Sebaou | 604 | 390 | 20(1980-1999) | 1963 |

D.M.S : Date de Mise en Service et **N** : période d'enregistrement et nombre d'années d'observation.

2. MODELISATION DES COURBES DE TARAGE

La recherche des relations liant le débit liquide à la hauteur sert de base pour :

- L'extrapolation de la courbe de tarage pour l'estimation des débits non jaugés (débit de la crue et le débit d'étiage) ;
- Le comblement des lacunes d'observations et l'évaluation des apports liquides à différents pas de temps ;
- L'amélioration des paramètres statistiques des séries courtes des débits par corrélation avec les longues séries d'observations ;
- La quantification des apports solides ;
- La modélisation de la relation "débit-hauteur" à l'échelle du bassin versant.

La détermination des constantes (a) et (b) de la courbe de tarage se fait par la résolution de l'équation (I.14) en utilisant la méthode des moindres carrée. La méthode propose de choisir trois points (Q, H, h_0), pour satisfaire exactement l'équation (I.14), sachant que Q et H sont les couples de données et h_0 est une constante qu'on fait varier jusqu'à avoir un meilleur coefficient de détermination (R^2) (Hersch, 1995).

Pour déterminer la relation "Débit-Hauteur", une approche à différentes échelles temporelles, basée sur les modèles de régression, est adoptée, en tenant compte de la donnée hydrométrique des différents bassins.

Notre modélisation est basée sur le modèle type "puissance". La valeur de " h_0 " trouvée pour la totalité des données est adoptée pour les autres échelles (saisonniers, mensuelle) et modèles (polynomiale et exponentiel).

2.1. Analyse des débits instantanés : Echelle interannuelle (Totalité des données)

L'étude porte sur les valeurs instantanées des débits liquides et des hauteurs mesurées au niveau de 16 oueds aux 19 stations hydrométriques (Tableau IV.1).

Le choix d'un modèle de régression est fixé par la valeur de h_0 qui donne le meilleur coefficient de détermination R^2 après la mise en graphe des couples débit-hauteur (Figure IV.1).

Le tableau IV.2 donne les valeurs de R^2 et h_0 pour l'ensemble des données.

Tableau IV.2 : Valeurs de R^2 calculées à l'échelle interannuelle

| Echelle Temporelle | | Modèles Interannuelles | | | |
|--------------------|--------|------------------------|-------------|-------------|-------|
| Type de modèle | | Puissance | Exponentiel | Polynomiale | h_0 |
| Sidi Akkacha | 020207 | 0,98 | 0,35 | 0,98 | 0 |
| Bordj Gobrini | 020301 | 0,93 | 0,83 | 0,93 | +0.5 |
| Hadjout | 020318 | 0,98 | 0,77 | 0,98 | 0 |
| Mesdour | 020331 | 0,94 | 0,51 | 0,94 | +0.4 |
| Pont RN11 | 020323 | 0,87 | 0,77 | 0,86 | -0.3 |
| Ouled Ali | 020627 | 0,82 | 0,71 | 0,72 | 0 |
| RN24 | 020808 | 0,77 | 0,05 | 0,987 | -0.2 |
| El Affroun | 021007 | 0,97 | 0,20 | 0,97 | 0 |
| Attatba | 021011 | 0,99 | 0,89 | 0,99 | 0 |
| Boumedfaa | 021006 | 0,88 | 0,83 | 0,88 | 0 |
| Amont des gorges | 021126 | 0,92 | 0,22 | 0,93 | 0 |
| Fer a cheval | 021201 | 0,95 | 0,89 | 0,95 | 0 |
| Rocher des pigeons | 021301 | 0,84 | 0,70 | 0,85 | -0.5 |
| Barraki | 021418 | 0,76 | 0,42 | 0,69 | 0 |
| Larabaa | 021402 | 0,77 | 0,27 | 0,72 | 0 |
| Freha | 021605 | 0,83 | 0,19 | 0,84 | +0.7 |
| RN30 | 021715 | 0,94 | 0,87 | 0,93 | -0.4 |
| Baloua | 021803 | 0,96 | 0,82 | 0,97 | 0 |
| Baghlia | 022001 | 0,80 | 0,75 | 0,81 | 0 |

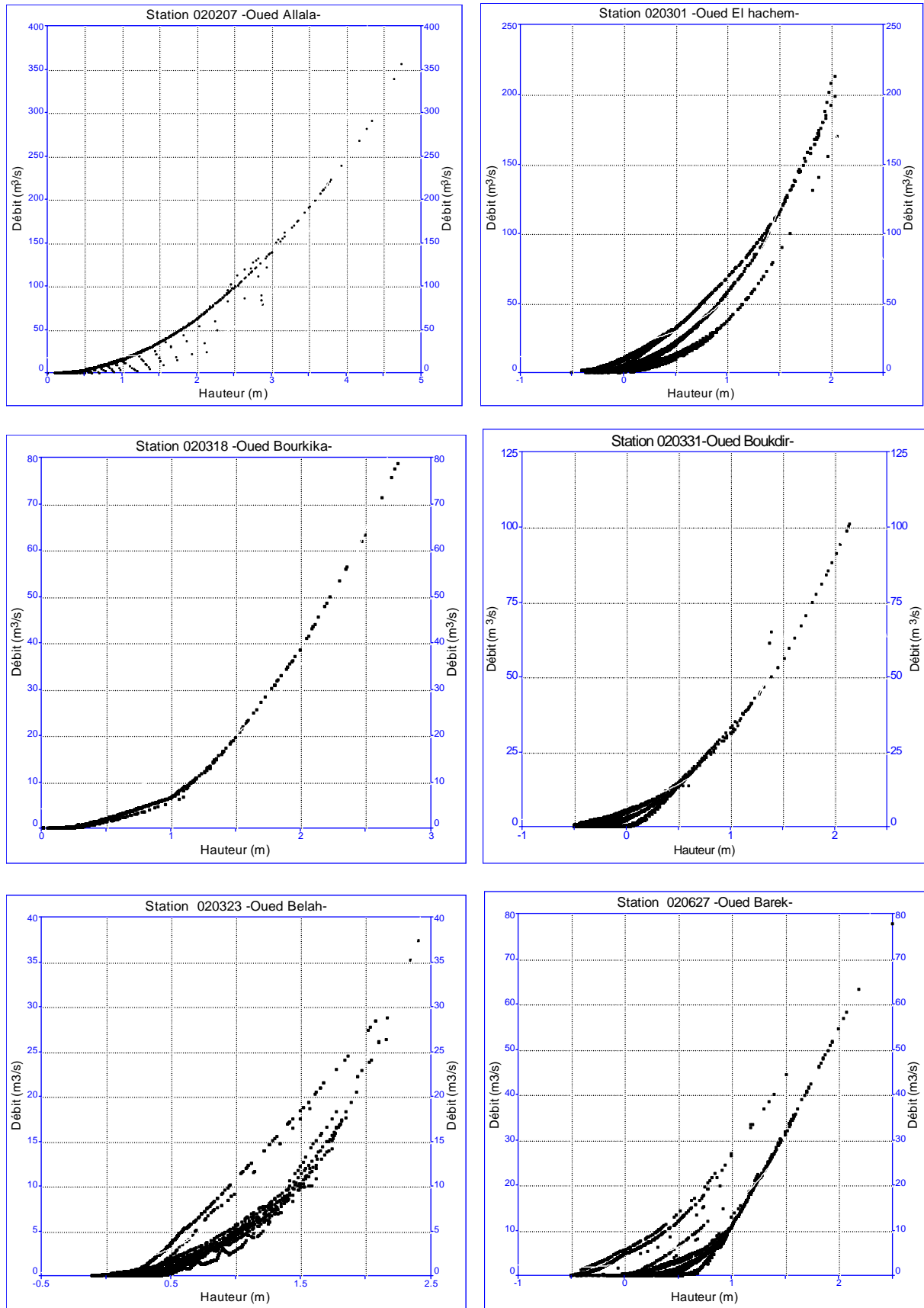


Figure IV.1 : Relations Hauteur Débit : Echelle Inter annuelle

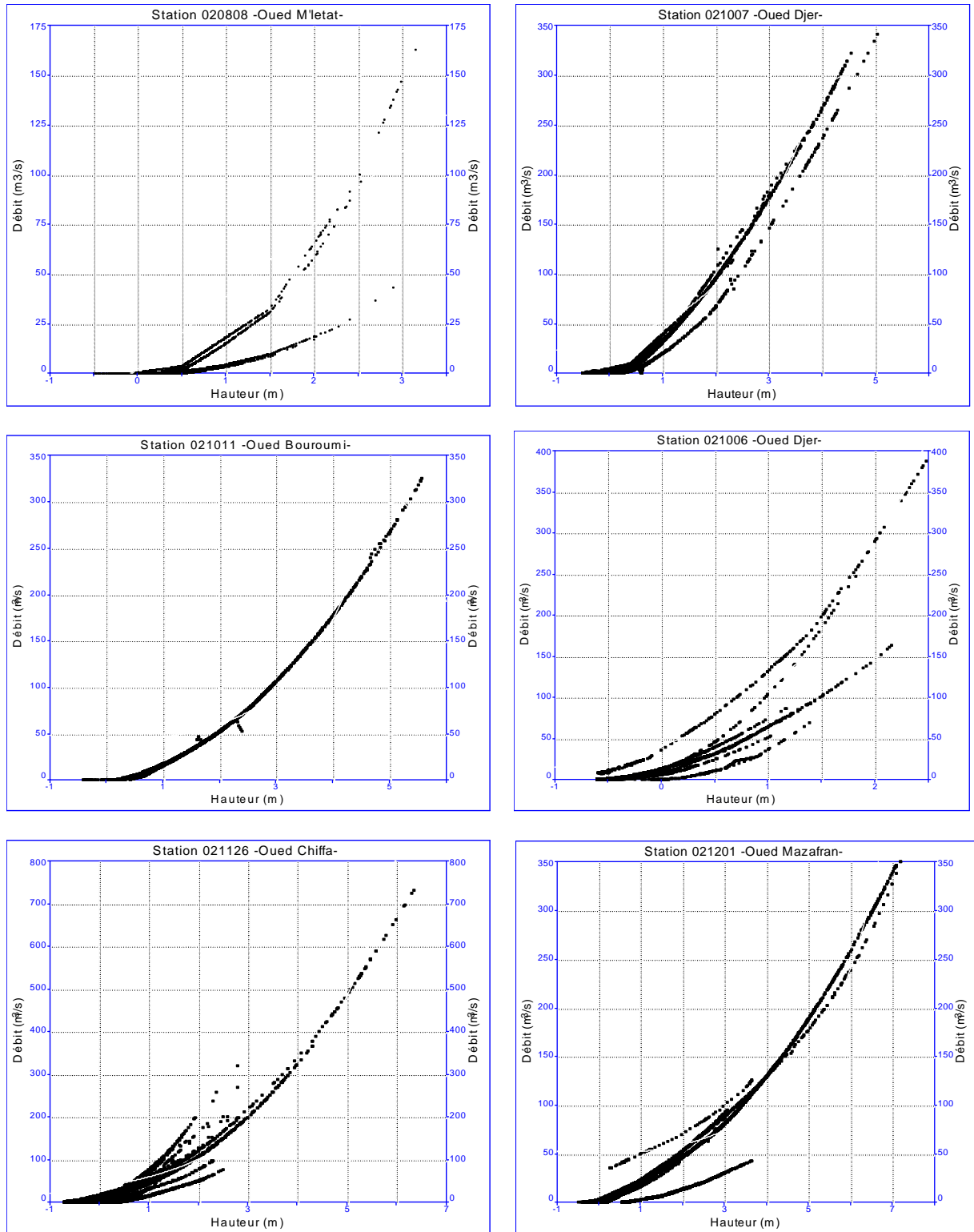


Figure IV.1 : Relations Hauteur Débit : Echelle Inter annuelle (Suite)

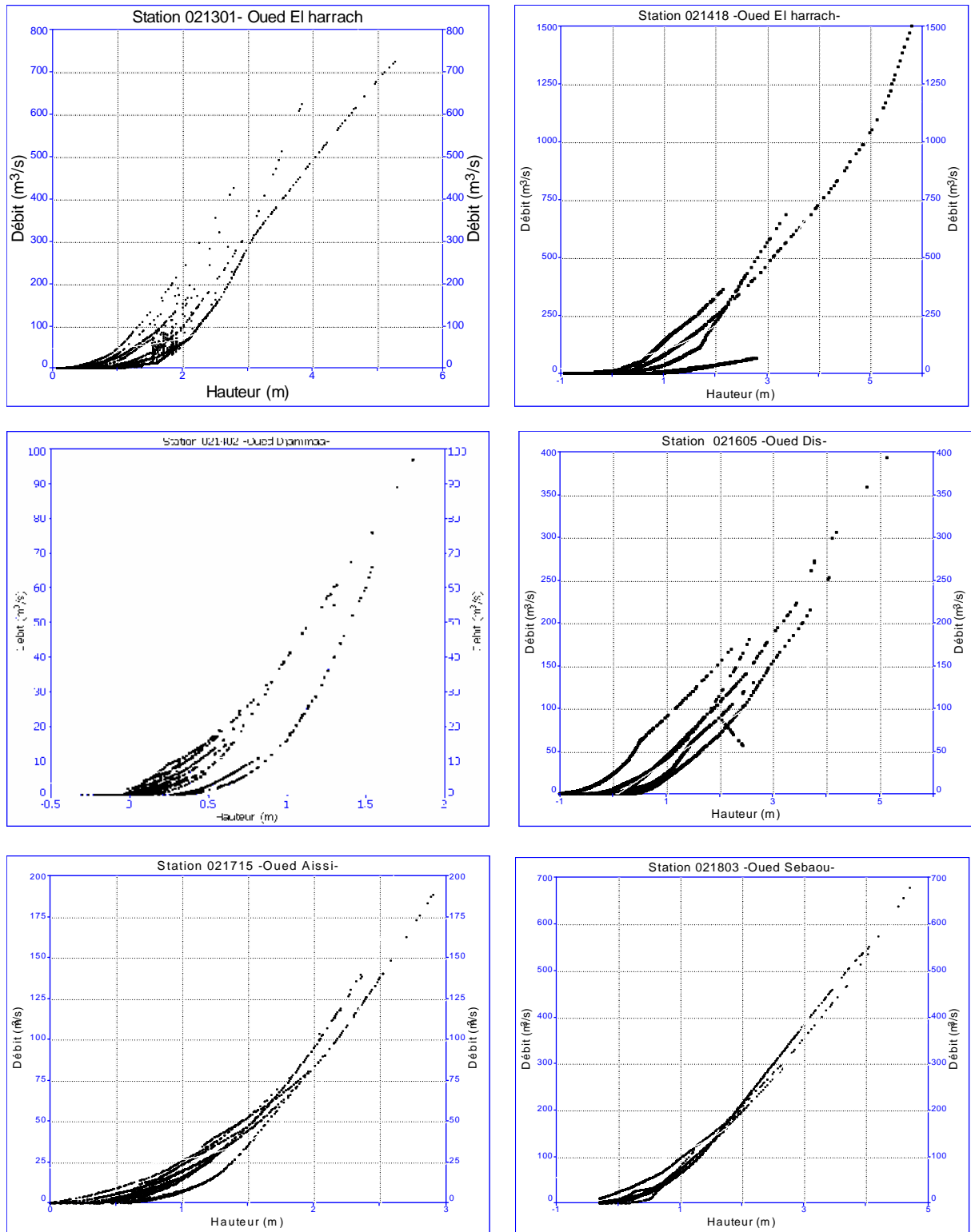


Figure IV.1 : Relations Hauteur Débit : Echelle Inter annuelle (Suite)

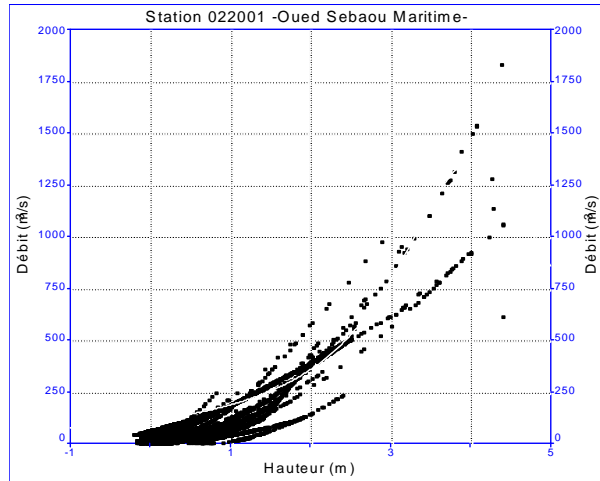


Figure IV.1 : Relations Hauteur Débit
Echelle Inter annuelle (Suite et fin)

2.2 Analyse des débits instantanés : Echelle mensuelle

Aux stations de jaugeage, le niveau d'eau et les données du débit mesuré à une section transversale sont appliqués pour établir un rapport empirique entre eux (équilibre entre les forces de la gravité et du frottement). Pour un niveau donné, ce rapport estime le débit, or, les stations de jaugeage enregistrent seulement le niveau d'eau. Des décalages du rapport "débit-hauteur" ont été remarqués pour les basses eaux aux différentes échelle du temps (Hearchy, 1999 ; Anna, 2007). Les décalages temporels peuvent résulter de quatre causes principales : dépôt et transport solide du cours d'eau, variation de la couverture de glace, croissance et affaiblissement de la végétation dans le cours d'eau et l'alimentation ou drainage du réseau hydrographique par la nappe.

Dans le Côtier Algérois, la masse de la végétation aquatique est la plus grande pendant les mois de printemps et d'été, ceci coïncide avec le temps où les écoulements sont faibles.

Aussi la relation "Débit-Hauteur" à l'échelle mensuelle et saisonnière a été étudiée. Le choix étant justifié par le souci d'étudier le décalage temporel du rapport "Débit-Hauteur" des stations d'étude.

La figure IV.2 montre les relations entre les débits et les hauteurs à la station de Hadjout (020318). Les graphiques des autres stations sont présentés en annexe (IV.1) Les résultats de calculs pour l'ensemble des stations hydrométriques sont donnés en annexe (IV.2).

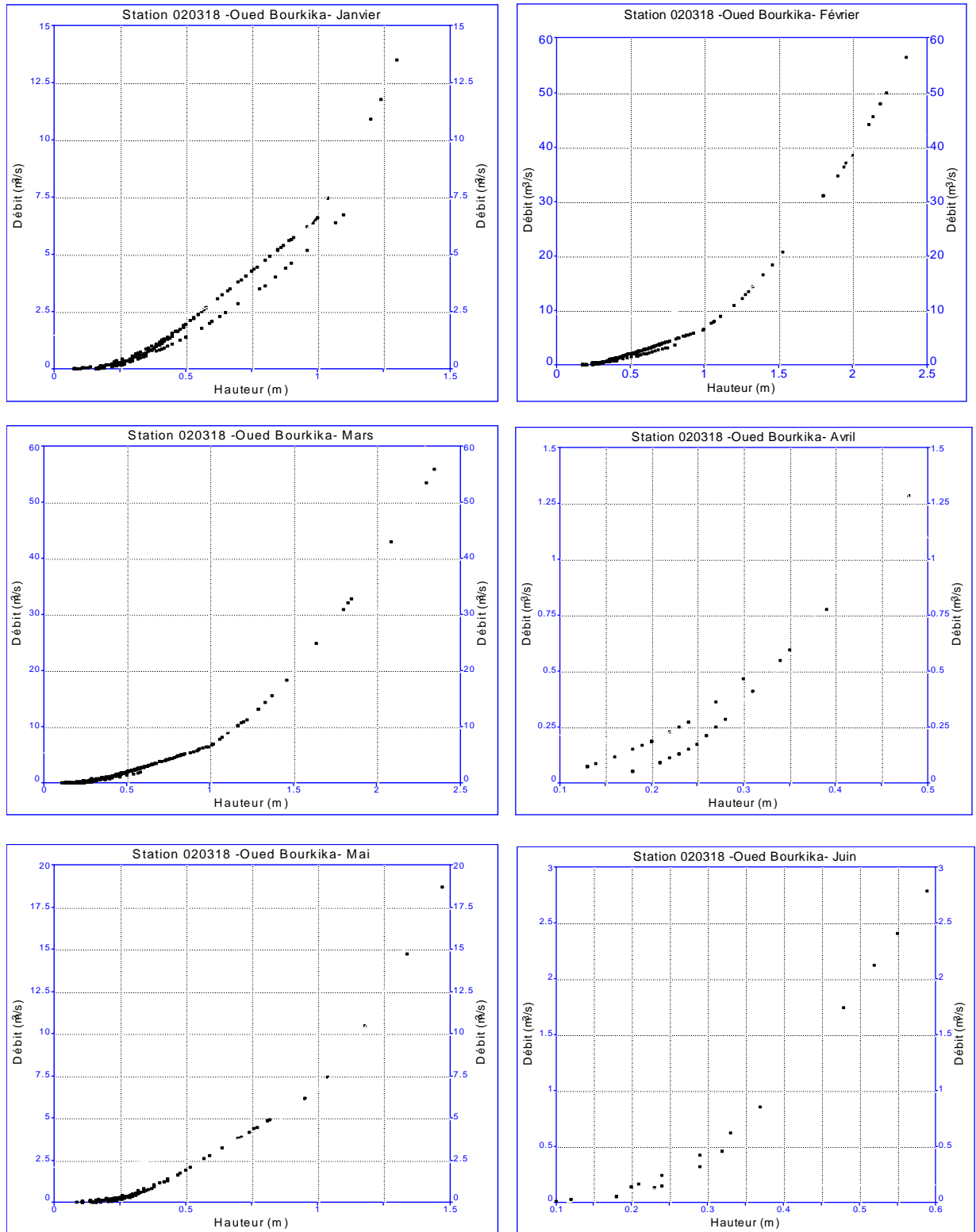


Figure IV.2 : Relations Hauteur Débit à la station Hadjout : Echelle mensuelle

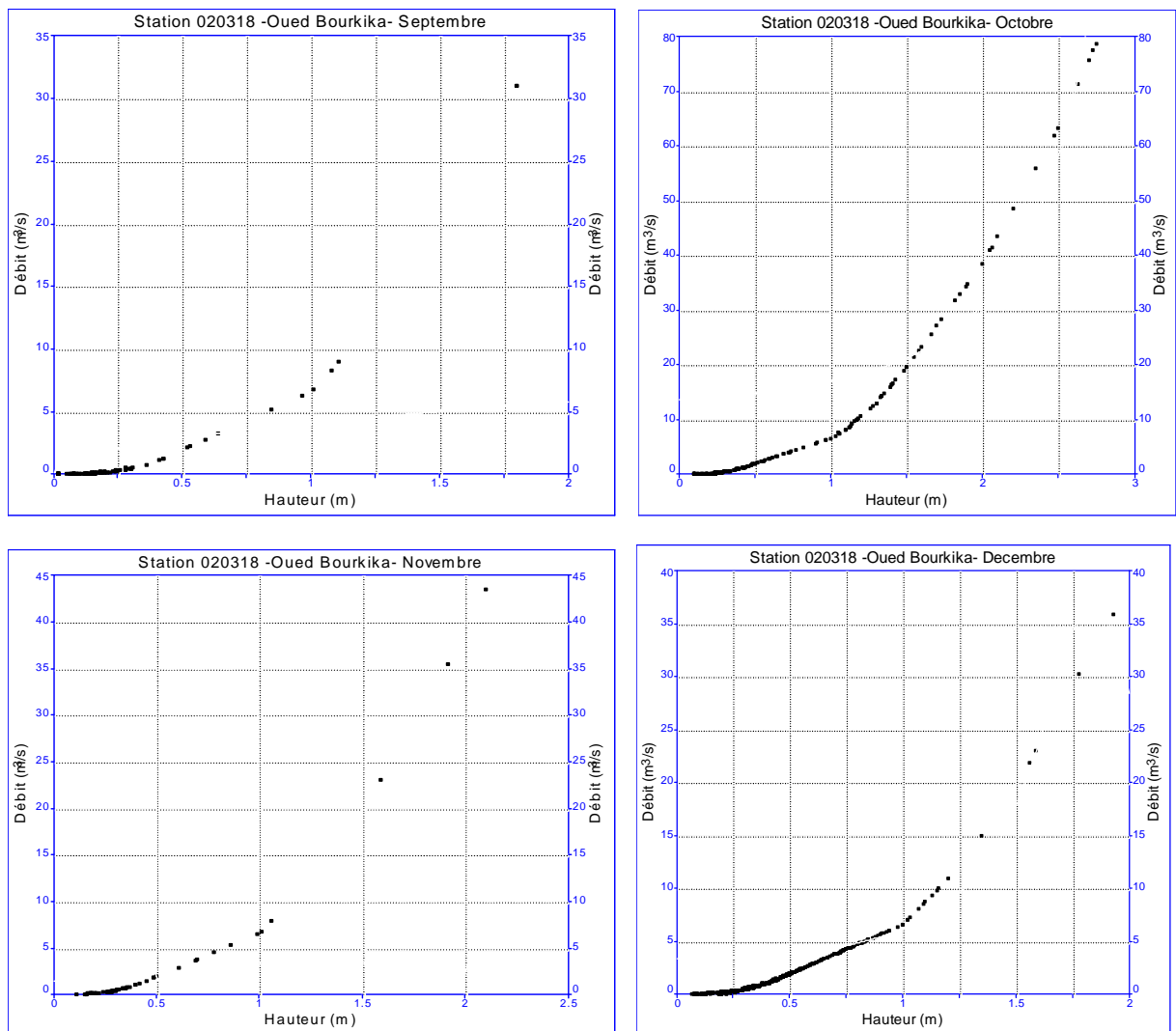


Figure IV.2 : Relations Hauteur Débit à la station Hadjout : Echelle mensuelle (Suite et fin)

2.3 Analyse des débits instantanés : Echelle saisonnière

Les données sont traitées par saison. La figure IV.3 illustre les relations "débit instantané-hauteur" à la station Hadjout (020318). Les graphiques des autres stations sont en annexe IV.3. L'annexe (IV.4) résume les résultats trouvés.

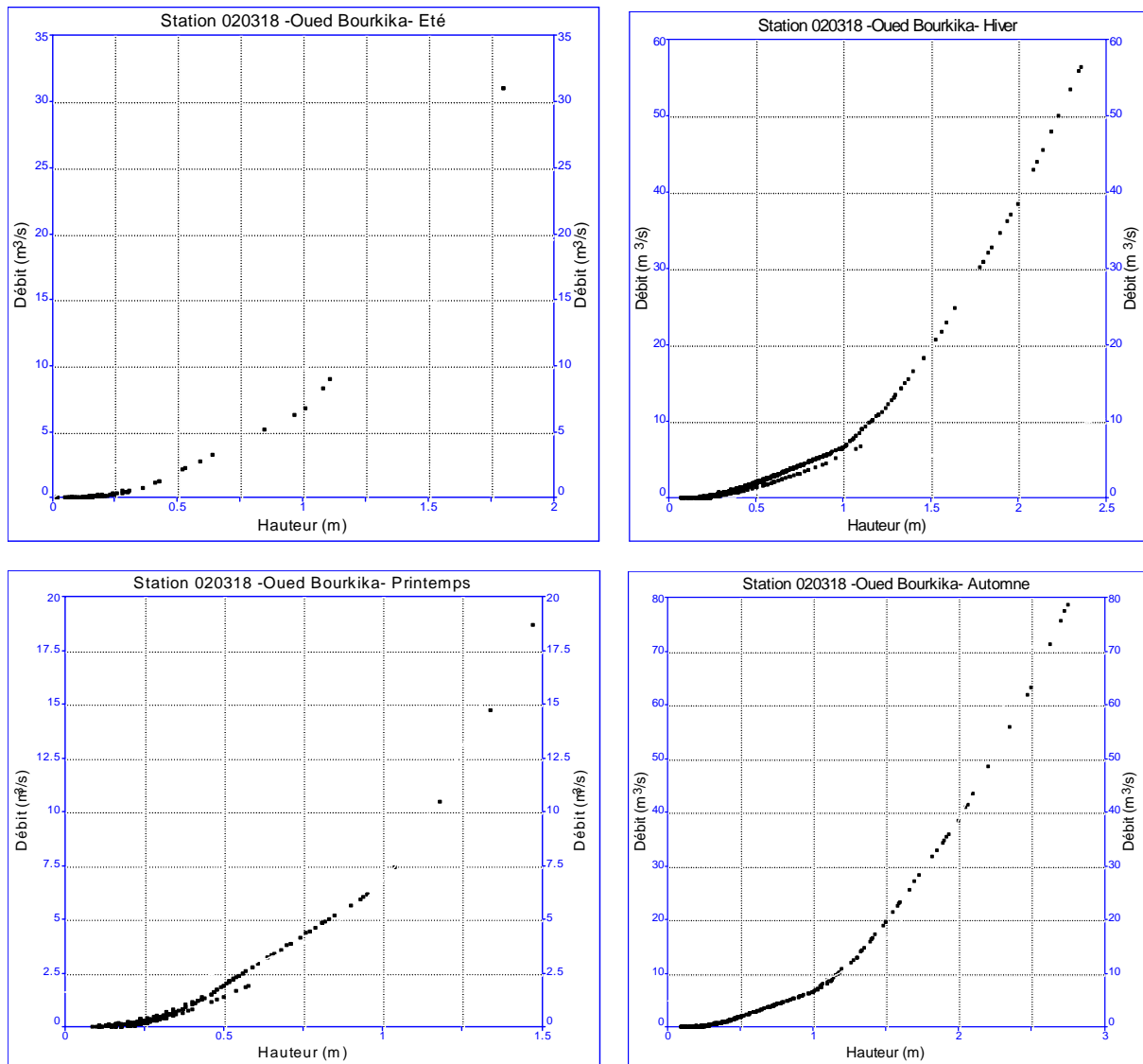


Figure IV.3 : Relations Hauteur Débit à la station Hadjout : Echelle Saisonnière.

3. RESULTATS ET INTERPRETATION

Il est à noter que les courbes de quelques stations présentent plusieurs branches, cela est dû généralement au problème d'hystérésis (Relation entre le débit et la hauteur n'est pas forcément la même selon que l'on est en crue ou en décrue), et au dépôt ou creusement au droit de l'échelle limnimétrique (une hauteur correspond à deux débits différents : lois non univoque).

Au vu du tableau IV.1 et en annexe IV.2 et IV.4, le taux d'explication de la variance (R^2) à différentes échelles temporelles, aussi bien pour le modèle polynomiale que puissance s'est avéré significatif.

Le modèle puissance est le plus utilisé dans la pratique de l'hydrométrie (normalisation des courbes de tarage) et le plus adéquat pour l'extrapolation, donc, nous adoptons pour les seize oueds aux 19 stations étudiés, la relation en puissance.

4. MODELES RETENUS POUR DIFFERENTES ECHELLES TEMPORELLES

Le débit Q et la hauteur H évoluent en modèle puissance :

$$Q = a (H)^b \quad (I.14)$$

Les paramètres a et b à l'échelle interannuelle (Totalité des données) sont dans le tableau IV.3 et ceux de l'échelle mensuelle et saisonnière sont en annexe (IV.5).

Tableau IV.3 : Valeurs des paramètres a et b à l'échelle interannuelle.

| Code de la station hydrométrique | b (intégrale) | a (intégrale) | Code de la station hydrométrique | b (intégrale) | a (intégrale) |
|----------------------------------|---------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|
| 20207 | 1,98 | 15,75 | 21126 | 2,04 | 13,65 |
| 20301 | 2,38 | 21,26 | 21201 | 1,95 | 9,4 |
| 20318 | 2,4 | 8,1 | 21301 | 3,66 | 1,3 |
| 20331 | 2,27 | 11,77 | 21418 | 1,82 | 49,55 |
| 20323 | 3,42 | 1,07 | 21402 | 3,02 | 10,57 |
| 20627 | 3,69 | 2,23 | 21605 | 2,63 | 4,33 |
| 20808 | 3,4 | 1,9 | 21715 | 2,35 | 17,01 |
| 21007 | 2,02 | 12,79 | 21803 | 1,74 | 46,2 |
| 21011 | 2,08 | 8,13 | 22001 | 1,6 | 113,2 |
| 21006 | 2,35 | 26,08 | | | |

4.1. Interprétation

Les valeurs des paramètres (a) et (b) de la relation $Q = a (H)^b$ (Tableau.IV.3, Totalité des données) varient d'une station à l'autre. L'exposant b est presque constant pour l'ensemble des stations (compris entre 1,6 et 3.69), et la variation du paramètre (a) est importante. De ce fait une généralisation du rapport "débit-hauteur" pour l'ensemble des stations d'étude, dans laquelle l'exposant (b) s'impose constant.

Les valeurs des paramètres (a) et (b) trouvées à l'échelle saisonnière (annexe IV.5.) varient peu autour des valeurs repérées pour la totalité des données. Ces valeurs varient d'une manière irrégulière d'une station à l'autre (par exemple pour une station le modèle d'hiver surestimé le débit par rapport au modèle d'automne mais pour une autre station on aperçoit le contraire).

Ces décalages temporels irréguliers peuvent être expliqués par la seule provenance des écoulements (pluies) dans le Côtier Algérois et à la nature des cours d'eau (cours d'eau temporel).

Conclusion

Pour estimer les débits, il est beaucoup moins onéreux d'élaborer un modèle par l'analyse des données que de procéder au jaugeage et au levé topographique des cours d'eau.

Dans le but d'élaborer des modèles d'estimation des débits à la base des données, nous avons essayé de déterminer la relation "débit-hauteur". Une approche à différentes échelles temporelles basée sur les modèles régressifs est adoptée. Nous trouvons une bonne relation en puissance liant les débits aux hauteurs de type ($Q = a (H)^b$).

Ces relations serviront à convertir les chroniques des hauteurs (limnigrammes) en chroniques de débit instantané et par la suite à évaluer les apports écoulés entre chaque instant, à prévenir les crues en estimant les bons débits et d'autre part à caler les études hydrauliques.

Ces modèles préconisent de multiples améliorations dans la pratique, afin d'assurer un niveau de qualité maximal aux données hydrométriques.

Le concept d'entropie introduit par Chiu au domaine de l'hydraulique a permis de développer une méthode simple et rapide pour la détermination des débits des cours d'eau naturels.

Cette méthode est appliquée sur les oueds du bassin versant du Côtier Algérois, en utilisant des données rassemblées pendant la période de jaugeage. Le procédé consiste en :

- 1- Etudier la relation linéaire vitesse moyenne et maximale.
- 2- Vérifier la concordance de la loi spatiale de distribution des vitesses de Chiu avec les profils des vitesses mesurées à différentes verticales.
- 3- Déterminer les débits liquides en se basant sur les vitesses moyennes et les sections estimées par la loi de Chiu.

La corrélation des débits liquides aux surfaces mouillées (courbes de tarage "débit-surface") sera établie, en exploitant les résultats de la méthode de Chiu.

1. COLLECTE DES DONNEES

La banque de données consiste en un ensemble de jaugeages, mesurés sur 19 stations hydrométriques, contrôlé par l'A.N.R.H, dont la fluctuation de l'observation varie entre 10 et 21 années. La banque de donnée est composée d'un ensemble des bulletins de jaugeage.

Un bulletin de jaugeage de la station brut figure le nom de la station, l'oued, l'opérateur, la date, l'heure, et la hauteur d'eau. Le dépouillement des jaugeages par l'A.N.R.H a permis de connaître les caractéristiques hydrauliques (débit liquide instantané, surface mouillée, rayon hydraulique, vitesse moyenne et maximal, profils des vitesse pour chaque verticale et profondeur d'écoulement). Le tableau V.1 résume les caractéristiques d'écoulement de chaque station hydrométrique.

2. RELATION LINEAIRE VITESSE MOYENNE (U_{moy})- Vitesse Maximale (U_{max})

2.1 Analyse et traitement des données

Pour développer la relation entre la vitesse moyenne et la vitesse maximale aux sections de mesures, les données de jaugeage des stations hydrométrique sont mises en forme.

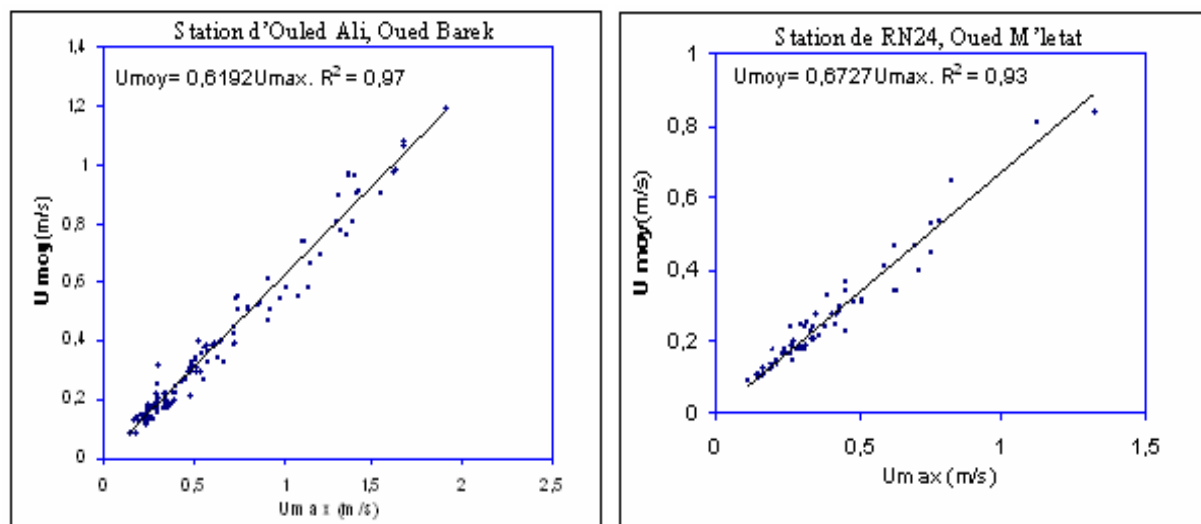
La vitesse maximale U_{max} est obtenue directement à partir des données de jaugeage. La valeur de cette dernière pour chaque verticale est prise égale à la plus grande valeur parmi les mesures prises, et la vitesse maximale de toute la section de mesure est prise comme la valeur maximale de toutes les verticales (Chiu, 1988). U_{moy} est le rapport du débit observé à la section mouillée de l'écoulement (Q/S).

La figure V.1 montre la relation entre la vitesse moyenne U_{moy} et la vitesse maximale U_{max} pour les 19 stations hydrométriques.

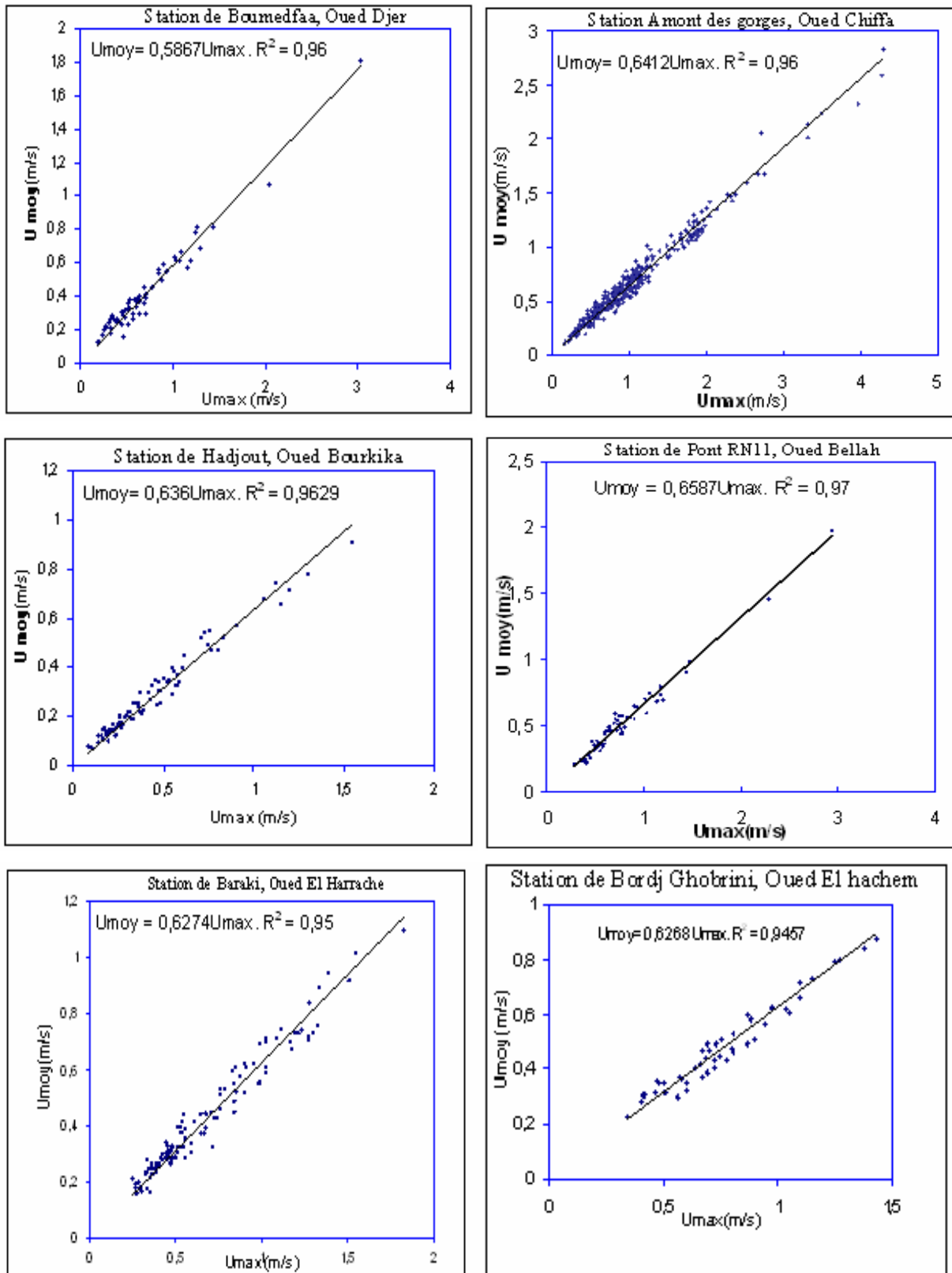
Tableau.V.1 : Caractéristiques de l'écoulement

| Station hydrométrique | Code | Oued | N | Q (m ³ s ⁻¹) | D _{max} (m) | Période de jaugeage | |
|-----------------------|--------|------------|-----|-------------------------------------|----------------------|---------------------|------------|
| | | | | | | | |
| Sidi Akacha | 020207 | Allalah | 77 | 0,03-7,8 | 0,1-0,85 | 02/02/1988 | 04/12/2007 |
| Amont des gorges | 021126 | Chiffa | 367 | 0,006-349,6 | 0,05-4,88 | 14/07/1987 | 19/01/2008 |
| Hajout | 020318 | Bourkika | 80 | 0,002-2,23 | 0,1-0,6 | 20/09/1988 | 25/01/2005 |
| Mesdour | 020331 | Boukdir | 114 | 0,02-3,08 | 0,12-0,4 | 02/09/1996 | 03/04/2007 |
| Bordj ghobrini | 020301 | El hachem | 55 | 0,036-15,96 | 0,1-0,95 | 05/09/1988 | 04/05/1994 |
| Pont RN11 | 020323 | Belah | 68 | 0,02-61,4 | 0,1-2,04 | 03/03/1993 | 30/01/2008 |
| Ouled Ali | 020627 | Barek | 131 | 0,03-6,57 | 0,08-0,7 | 10/09/1988 | 06/05/2007 |
| RN24 | 020808 | M'letat | 67 | 0,02-7,6 | 0,15-0,8 | 28/01/1991 | 22/04/2002 |
| El Affroun | 021007 | Djer | 103 | 0,01-3,17 | 0,09-0,85 | 17/12/1990 | 06/06/2007 |
| Boumedfaa | 021006 | Djer | 67 | 0,035-21,3 | 0,1-0,85 | 03/06/1996 | 13/06/2005 |
| Attatba | 021011 | Bouroumi | 120 | 0,011-4,26 | 0,12-0,82 | 18/12/1990 | 04/12/2007 |
| Fer à Cheval | 021201 | Mazafran | 345 | 0,006-349,6 | 0,15-2,32 | 08/09/1987 | 12/11/2007 |
| Rocher des Pigeons | 021301 | El Harrach | 127 | 0,08-14,05 | 0,1-0,82 | 11/09/1989 | 26/12/2007 |
| Baraki | 021418 | El Harrach | 128 | 0,6-9,71 | 0,15-0,55 | 20/12/1993 | 21/02/2006 |
| Larbaa | 021402 | Djemmaa | 144 | 0,06-7,56 | 0,1-0,65 | 11/09/1987 | 02/01/1996 |
| Freha | 021605 | Dis | 76 | 0,022-2,82 | 0,1-0,7 | 05/12/1989 | 18/12/2006 |
| RN30 | 021715 | Aissi | 188 | 0,2-13,9 | 0,1-1,78 | 12/11/1989 | 22/01/2008 |
| Belloua | 021803 | Sebaou | 125 | 0,015-160 | 0,1-3,6 | 12/11/1989 | 04/11/2001 |
| Baghlia | 022001 | Sebaou | 125 | 0,01-175 | 0,1-6,5 | 18/01/1991 | 11/04/2001 |

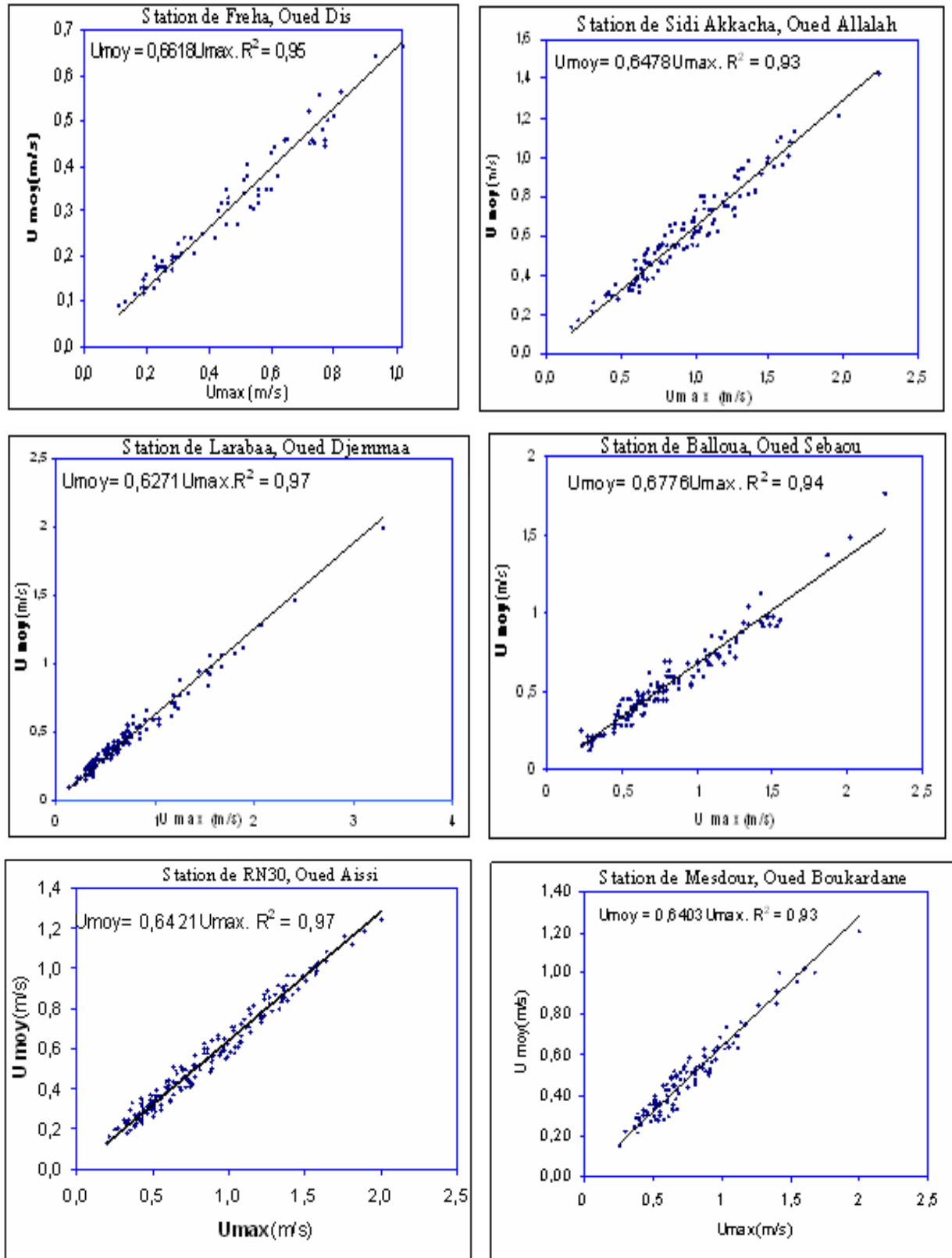
Q : débit, **D** : profondeur maximale, **N** : nombre de mesure disponible.



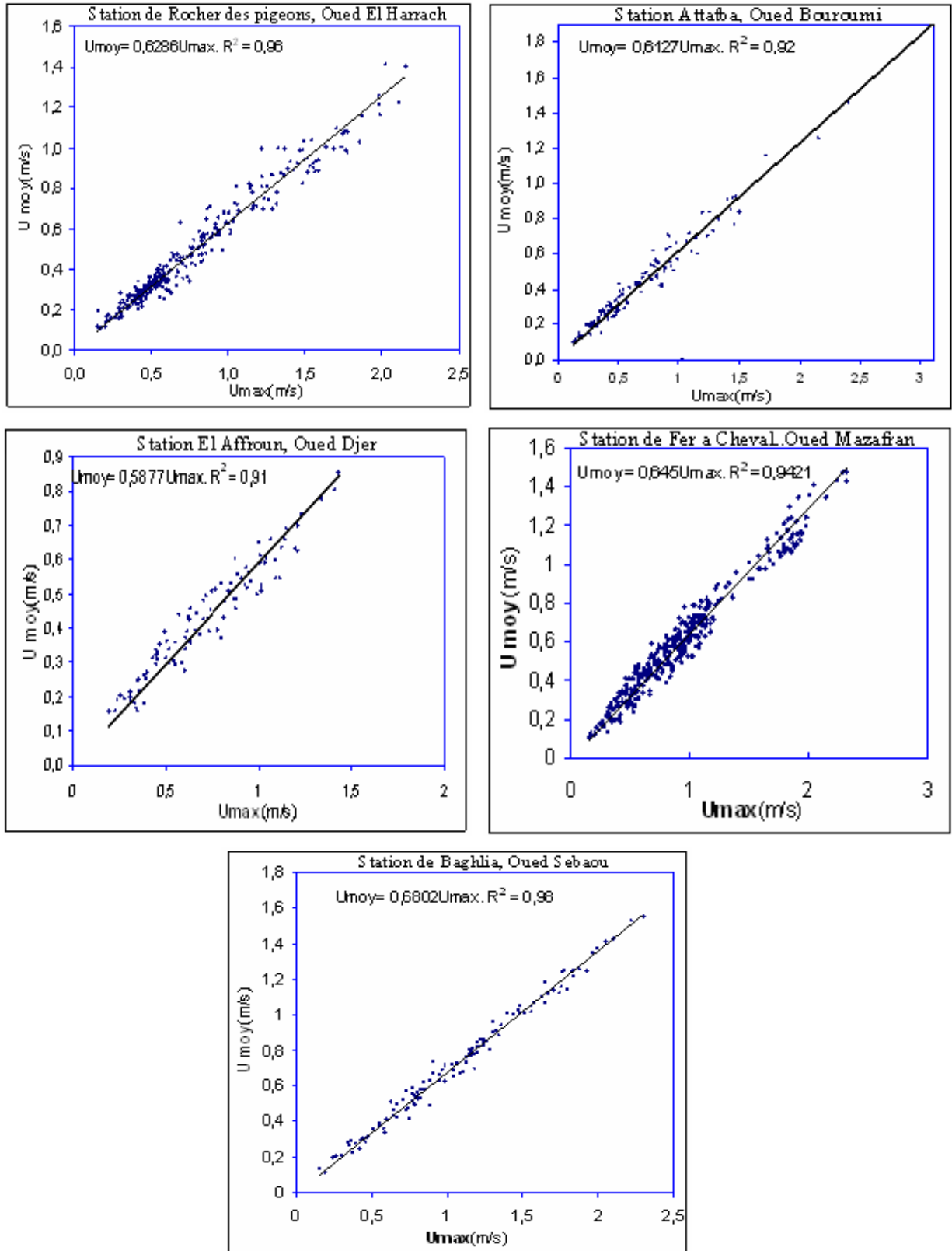
FigureV.1 : Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max})



FigureV.1 : Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max}) (Suite)



FigureV.1. Relation vitesse moyenne (U_{moy})- vitesse maximale (U_{max}) (Suite)



FigureV.1 : Relation vitesse moyenne (U_{moy})-vitesse maximale (U_{max}) (Suite et fin)

Les valeurs de (M) et du paramètre d'entropie M sont reportées dans le tableau.V.2.

Tableau.V.2 : Valeurs de (M) et M .

| Station hydrométrique | Oued | (M) | M | R^2 |
|-----------------------|------------|--------|------|-------|
| Sidi Akacha | Allalah | 0,6478 | 1,88 | 0,94 |
| Amont des gorges | Chiffa | 0,6411 | 1,79 | 0,97 |
| Hajout | Bourkika | 0,6360 | 1,71 | 0,96 |
| Mesdour | Boukdir | 0,6403 | 1,77 | 0,94 |
| Bordj ghobrini | El hachem | 0,6268 | 1,58 | 0,95 |
| Pont RN11 | Belah | 0,6587 | 2,03 | 0,97 |
| Ouled Ali | Barek | 0,6192 | 1,48 | 0,97 |
| RN24 | M'letat | 0,6727 | 2,24 | 0,94 |
| El affroun | Djer | 0,5877 | 1,07 | 0,92 |
| Boumedfaa | Djer | 0,5867 | 1,06 | 0,96 |
| Attatba | Bouroumi | 0,6127 | 1,4 | 0,93 |
| Fer à cheval | Mazafran | 0,645 | 1,84 | 0,94 |
| Rocher des pigeons | El harrach | 0,6286 | 1,61 | 0,96 |
| Baraki | El Harrach | 0,6274 | 1,59 | 0,96 |
| Larbaa | Djemmaa | 0,6271 | 1,59 | 0,98 |
| Freha | Dis | 0,6618 | 2,08 | 0,95 |
| RN30 | Aissi | 0,6409 | 1,78 | 0,97 |
| Belloua | Sebaou | 0,6776 | 2,32 | 0,94 |
| Baghlia | Sebaou | 0,6810 | 2,36 | 0,98 |

2.2. Interprétation des résultats

La figureV.1 montre la relation entre la vitesse moyenne U_{moy} et la vitesse maximale U_{max} pour les 19 stations hydrométriques du bassin versant Côtier Algérois.

Une corrélation très satisfaisante pour toutes les stations étudiées est observée, bien que les sections de mesures prises en considération s'étendent sur une distance moyenne de 100m en amont des échelles des stations hydrométriques.

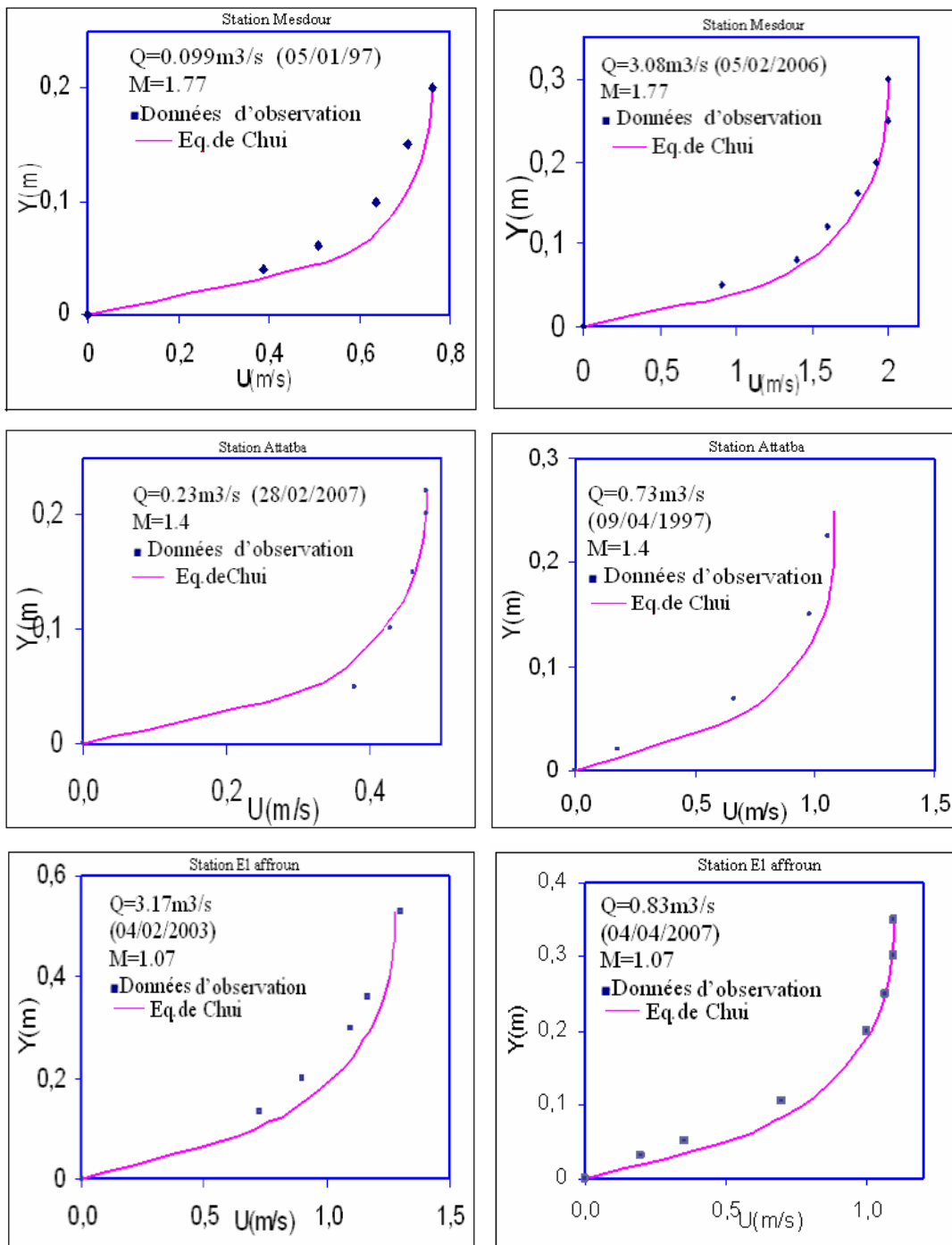
L'excellent rapport linéaire entre U_{moy} et U_{max} , indique que la valeur (M) à une section de canal est constante et stable dans un large intervalle de débits, de niveau d'eau et de concentration des sédiments, que l'écoulement soit permanent ou non permanent, que le cours d'eau soit confinés dans le lit majeur ou non, ce qui confirme les résultats obtenus par Chiu et al (1995).

La valeur de M du cours d'eau mesurée dans différentes stations peuvent être supposée constante, par exemple la valeur de M pour Oued Djer, mesurée à la station d'El Afroun est de 1,07, et celle mesurée à la station de Boumedfaa est de 1.06. Ce sont les mêmes résultats qui ont été obtenus pour Oued El Harrach (la valeur de M , mesurée à la station de Rocher des pigeons est de 1,61, et celle mesurée à la station de Baraki est de 1.59), ce qui confirme les résultats de Mormarco et al (2004), que le cours d'eau principal d'un bassin versant a le même comportement hydraulique. Par conséquent, le rapport linéaire peut être aisément adopté pour estimer la vitesse moyenne d'écoulement par la vitesse maximum prélevée. Par conséquent, la possibilité de définir la distribution de vitesse en considérant seulement la vitesse maximale et le paramètre entropique M .

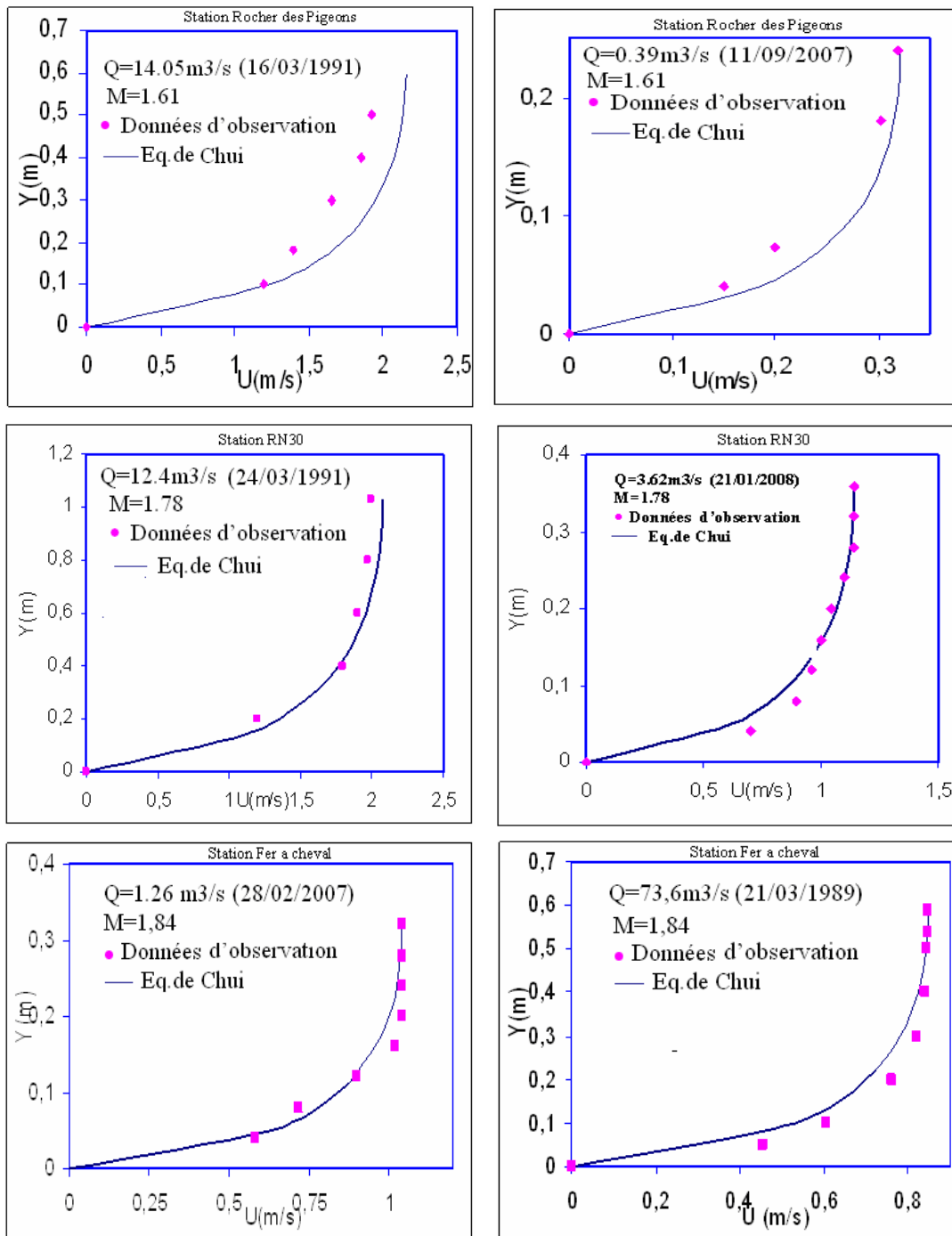
3. DISTRIBUTION DE VITESSE BASEE SUR L'EQUATION DE CHIU

Pour vérifier l'aptitude de l'expression de Chiu (I.40) à décrire les profils des vitesses, plusieurs profils, pour un large intervalle du débit, ont été comparés à l'expression de Chiu (figureV.2).

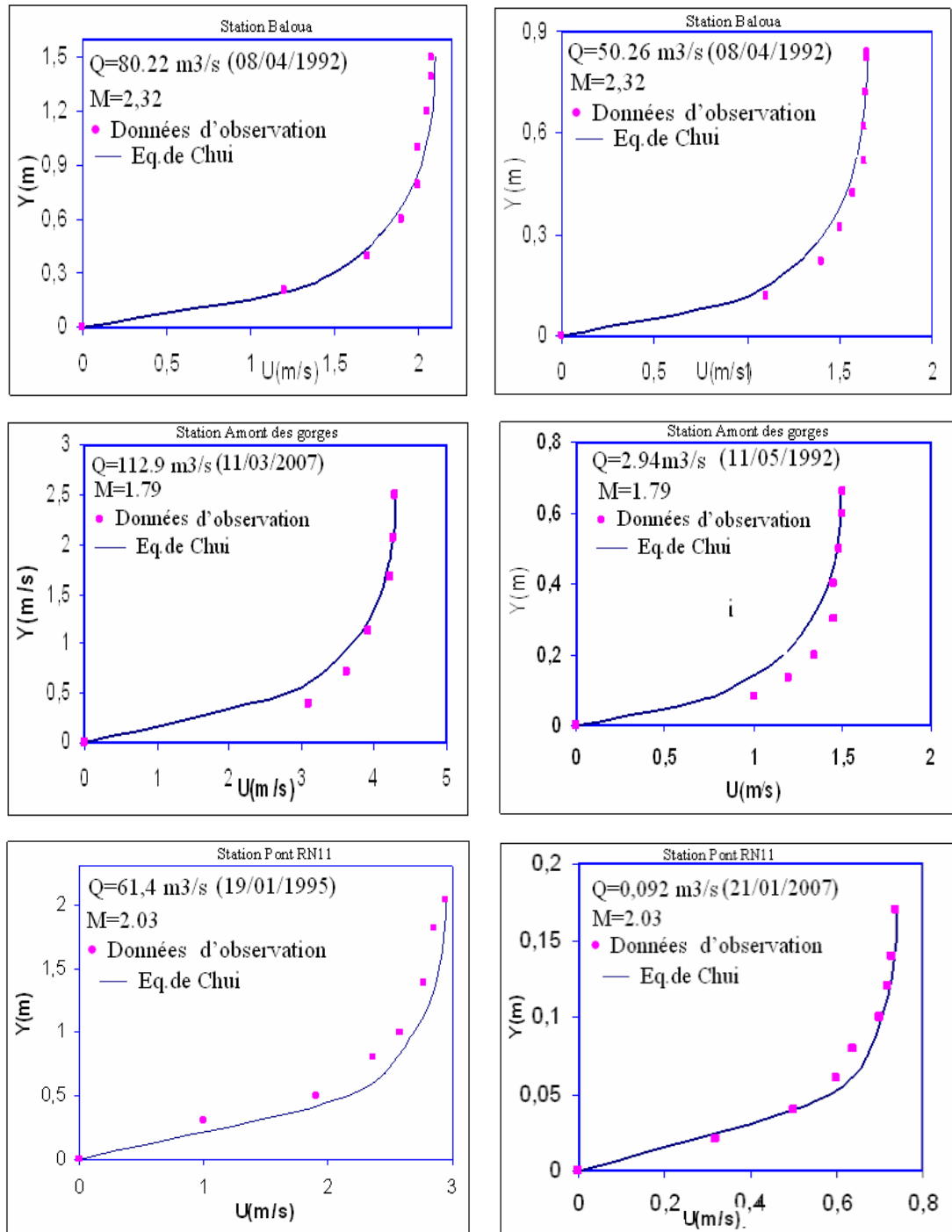
Le reste de l'étude portera sur neuf cours d'eau dont le choix de cours d'eau est dicté par la difficulté de consulter l'archive de jaugeage pour avoir l'information sur la position de l'axe y et les données d'observation des vitesses sur les verticales.



FigureV.2 : Profils des vitesses



FigureV.2 : Profils des vitesses (Suite)



FigureV.2 : Profils des vitesses (Suite et fin)

3.1 Interprétation

La figureV.2 montre clairement l'aptitude de l'expression de distribution de vitesse de Chiu à décrire les profils de vitesses pour un large intervalle de débit, sauf pour quelques points qui ne s'ajustent pas avec les profils de l'expression de Chiu surtout au fond, chose qui peut être expliquer par la difficulté d'effectuer des mesures spécialement en temps de crue, et de maintenir l'instrument de mesure stable dans le sens de l'écoulement.

4. LOCALISATION DE L'AXE Y

L'axe "y" est un axe vertical sur lequel la vitesse maximale se produit. La recherche de cet axe exige le tracé du modèle isovels (ligne égale vitesse) de la section transversale, en utilisant les données des vitesses mesurées dans les verticales lors de jaugeage. Ces modèles pour les cours d'eau du Côtier Algérois sont impossible à réaliser à cause du changement de la section de jaugeage et de l'absence du point fixe (positionneur fixe pris comme repère), les distances des verticales (dans le Côtier Algérois les verticales ont été repérées par rapport à l'un des côtés du cours d'eau, qui sont des repères instables).

L'inspection de la vitesse maximale sur les verticales pendant la période d'étude, a permis de constater qu'à 95% des cas, la vitesse maximale se situe sur la verticale la plus profonde, en plus, elle apparaît au voisinage de la surface libre (à une profondeur moyenne de 4cm). Après la détermination des paramètres (M) , M et l'axe y, il serait facile d'estimer U_{moy} à partir de U_{max} .

L'estimation de la vitesse moyenne est la première étape d'estimation du débit, la deuxième est celle de la section d'écoulement.

5. ESTIMATION DE LA SECTION D'ÉCOULEMENT DES STATIONS

Pour déterminer la section mouillée des oueds de chaque station, Chiu a proposé trois modèles d'estimation (Chapitre I).

En testant ces trois modèles, l'expression (I.59) reste la plus adaptée aux données disponibles comme le montre la figureV.3, confirmant le travail de Ammari (2008) :

$$\text{Ou encore} \quad A = a_3(BD - b_3)^{c_3} \quad (\text{I.59})$$

D : profondeur à l'axe y.

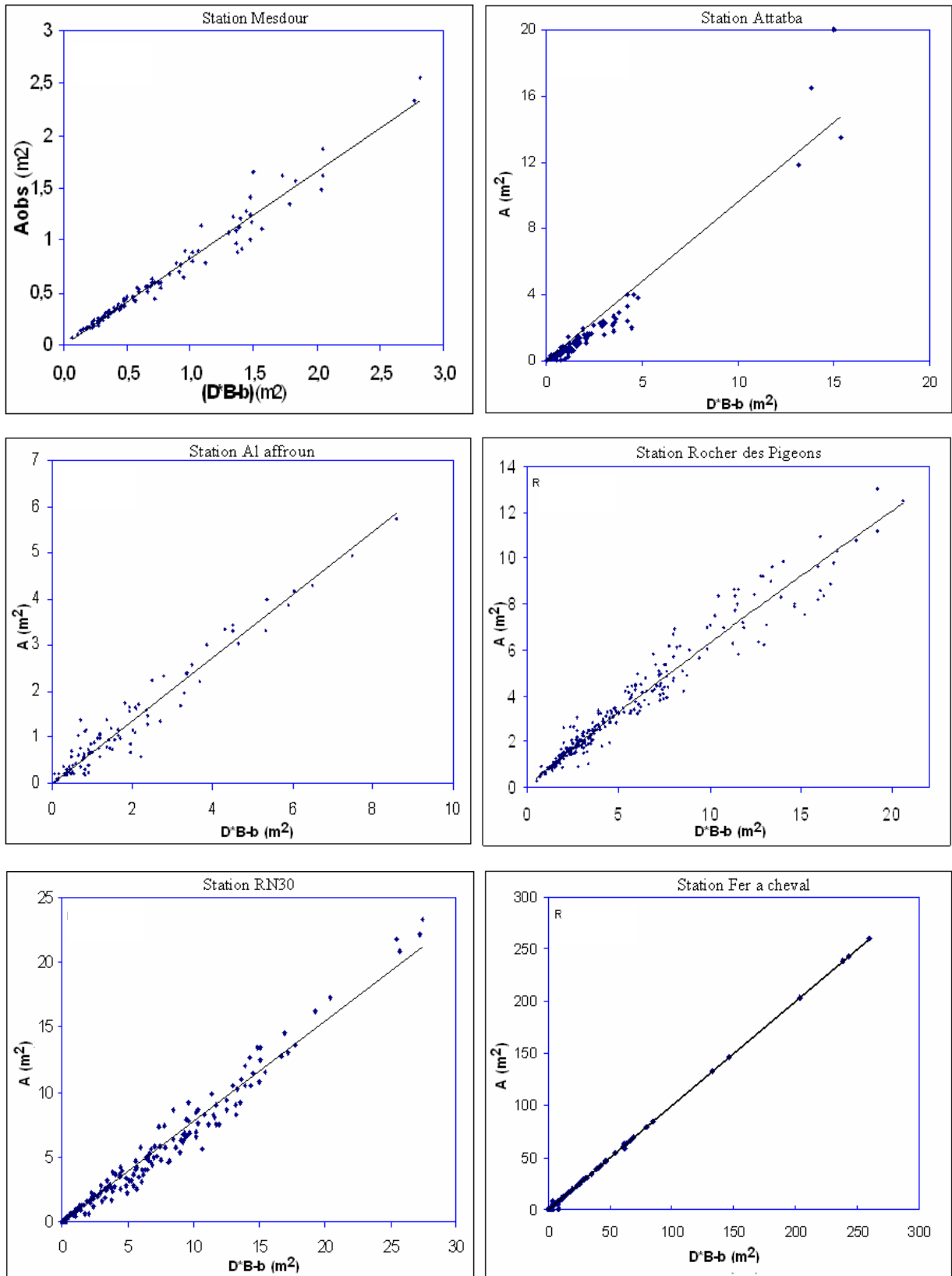
B : largeur au miroir.

a_3, b_3 et c_3 : coefficients d'ajustements tirés du modèle (I.59).

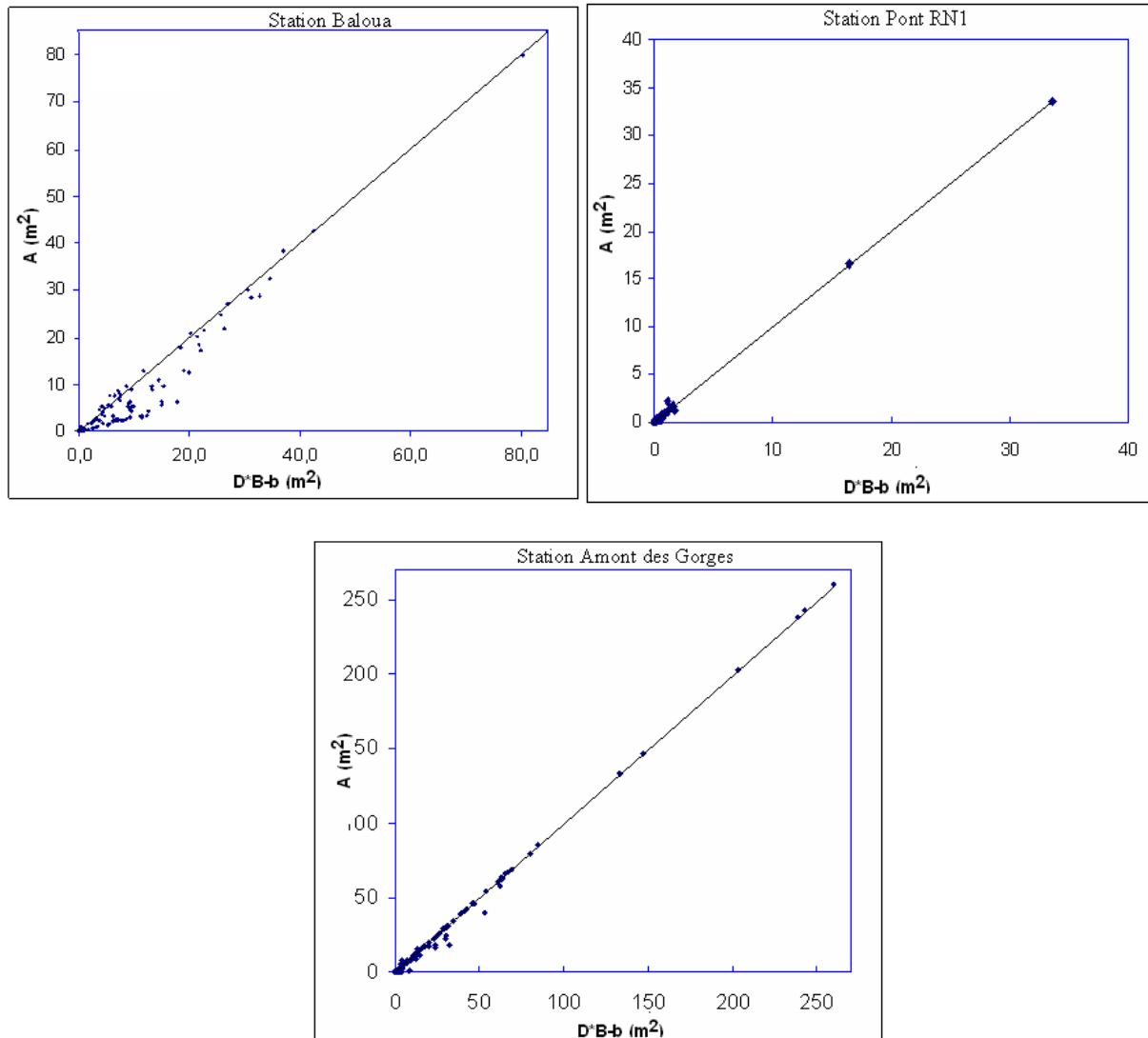
La formulation des modèles est résumée dans le tableauV.3 et les représentations graphiques sont en figureV.3

TableauV.3 : Modèles d'estimation de la section mouillée

| Station hydrométrique | Oued | Modèle $A_{est} = f(BD)$ | R ² |
|-----------------------|------------|-----------------------------|----------------|
| Mesdour | Boukdir | 0,83(BD) | 0,97 |
| Attatba | Bouroumi | 0,89(BD) ^{0,97} | 0,93 |
| El Affroun | Djer | 0,68(BD) | 0,94 |
| Rocher des pigeons | El harrach | 0,73(BD) ^{0,94} | 0,96 |
| RN30 | Aissi | 0,77(BD) | 0,97 |
| Fer à cheval | Mazafran | (BD) | 0,99 |
| Baloua | Sebaou | 0.64(BD) | 0,97 |
| Pont RN11 | Belah | 0.99(BD) | 0,99 |
| Amont des gorges | Chiffa | 0.99(BD) | 0,99 |



FigureV.3 : Modèle d'estimation de la section d'écoulement



FigureV.3 : Modèle d'estimation de la section d'écoulement (suite et fin)

6. ESTIMATION DES DEBITS DE CHAQUE STATION

Ayant U_{moy} à partir de U_{max} , ($U_{moy} = \phi * U_{max}$), ayant aussi la section estimée A_{est} à partir de B et D, le débit ($Q_{est} = U_{moy} * A_{est}$) est déduit.

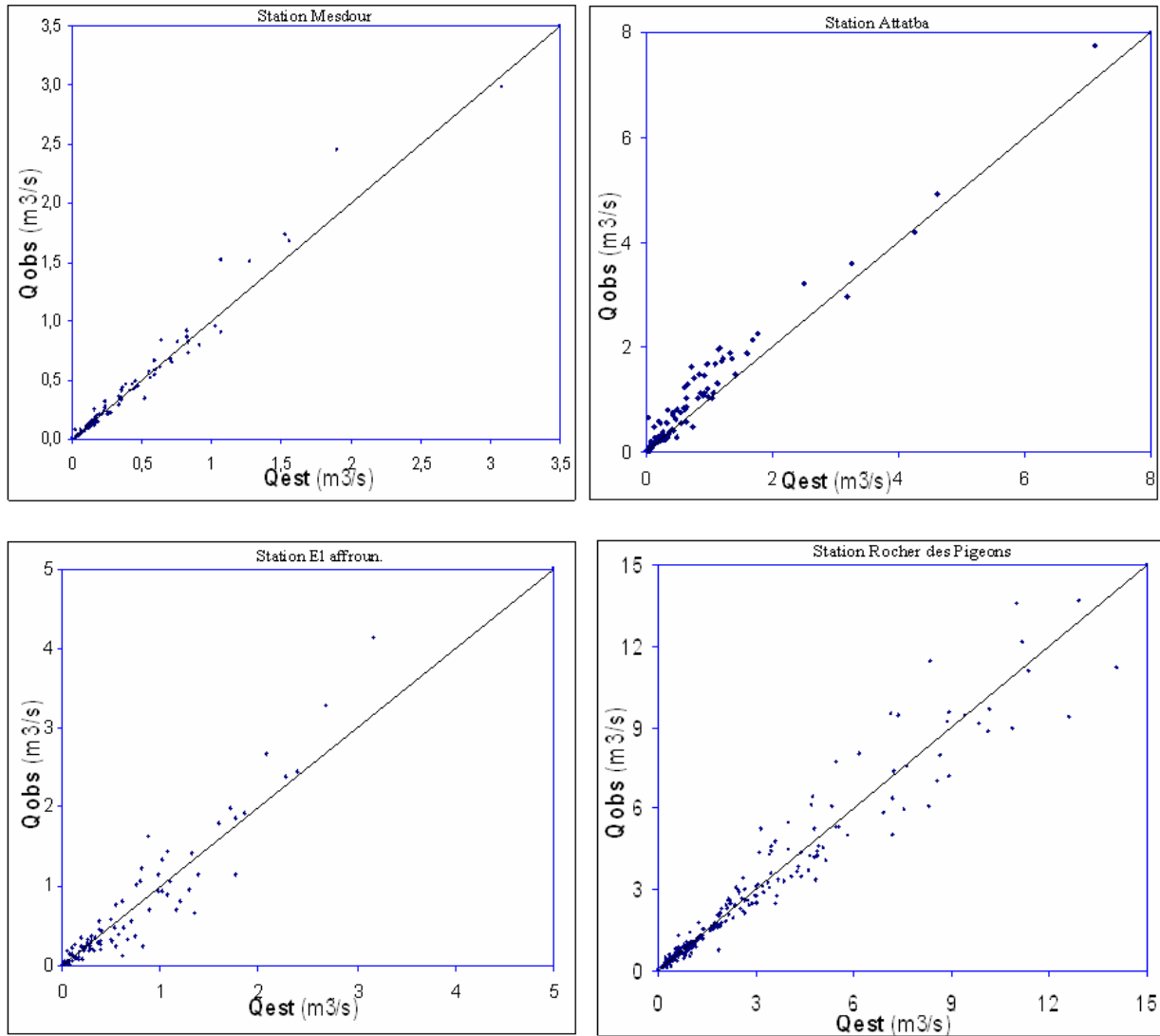
La performance de ce modèle est déterminée graphiquement par l'alignement du nuage des points autour de la courbe $y = x$ (droite linéaire à 45°) entre les valeurs observées et estimées (figureV.4).

Le critère de Nash (Nash et Sutcliffe, 1970) a été utilisé pour mesurer le degré d'ajustement entre les valeurs observées et simulées du modèle (équationV.1).

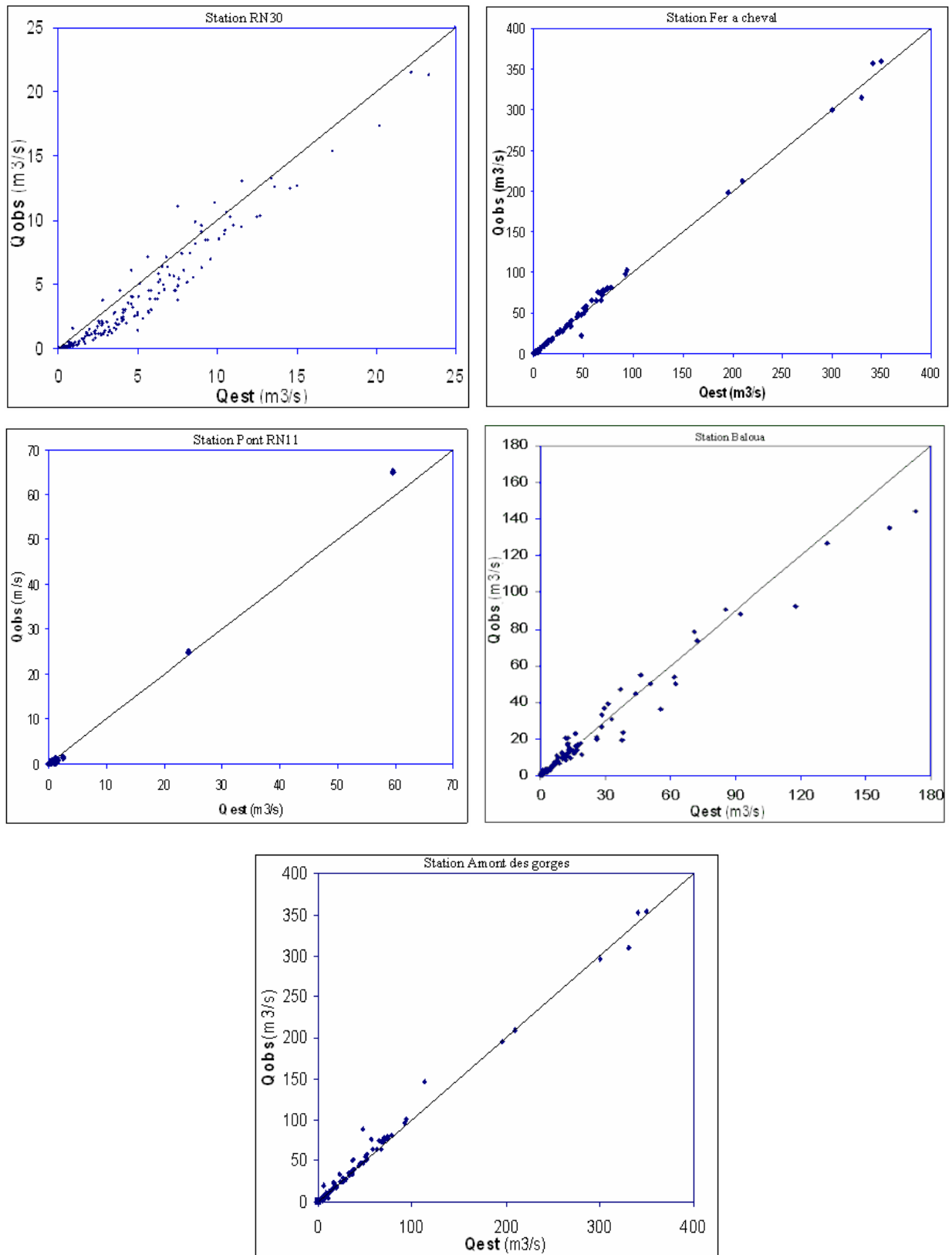
$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n_{obs}} (Q_{i_{sim}} - Q_{i_{obs}})^2}{\sum_{i=1}^{n_{obs}} (Q_{i_{sim}} - \overline{Q_{i_{obs}}})^2} \tag{V.1}$$

Où E est le coefficient de Nash ; $Q_{i_{sim}}$ est le débit simulé ; $Q_{i_{obs}}$ est le débit observé ; $\overline{Q}_{i_{obs}}$ est la moyenne des débits observés ; n_{obs} est le nombre d'observation.

Le critère de Nash prend des valeurs entre - et +1. Lorsqu'il est proche de 1, alors l'accord est meilleur entre la modélisation et l'observation.



FigureV.4 : Débits estimés – débits observés



FigureV.4 : Débits estimés – débits observés
(Suite et fin)

6.1. Interprétation des figures des débits

Les résultats du modèle (figure V.4) montrent que les débits simulés concordent assez bien avec les débits observés. Cela exprime la bonne performance et l'efficacité du modèle, comme en témoigne le coefficient de Nash qui varie de 0,75 à 0,96 et l'erreur moyenne calculée pour les neuf stations qui est de 19% (tableau V.4), donc, la méthode de Chui peut être facilement employée pour déterminer les débits de jaugeage avec une exactitude satisfaisante surtout en période de crues, où les techniques traditionnelles de jaugeages sont difficilement réalisées.

Le coefficient de Nash pourrait être amélioré, si la modélisation porte seulement sur les débits des basses eaux.

Tableau.V.4 : Précision d'estimation

| Station hydrométrique | Erreur moyenne% | coefficient de Nash | Station hydrométrique | Erreur moyenne% | coefficient de Nash |
|-----------------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-----------------|---------------------|
| Mesdour | 13 | 0.96 | Fer à cheval | 14 | 0.96 |
| Attatba | 24 | 0.75 | Baloua | 19 | 0.84 |
| El Affroun | 31 | 0.89 | Pont RN11 | 15 | 0.95 |
| Rocher des pigeons | 14 | 0.94 | Amont des gorges | 17 | 0.92 |
| RN30 | 30 | 0.84 | moyenne globale | 19 | 0.9 |

7. LES COURBES DEBIT-SURFACE

La forme de la courbe de tarage la plus utilisée traite le débit comme une fonction unique de la hauteur. Ces courbes suivent typiquement une courbe de puissance de la forme donnée par l'équation (I.14).

Historiquement, deux approches conceptuelles ont été suivies pour justifier la relation unique entre la hauteur et le débit pour un canal ouvert. La première traite le débit comme un écoulement dans un canal ouvert avec une pente constante pour une hauteur donnée, tandis que, la seconde traite le débit en tant qu'écoulement à travers d'un déversoir. Ces concepts sont discutés dans les sections suivantes.

7.1. La première approche

La première approche employée pour justifier une relation unique "débit hauteur" est de traiter l'écoulement dans le canal comme un écoulement stable et uniforme (équation de Manning). Dans le cas des canaux de pente fixe pour une hauteur donnée, la valeur ($S\sqrt{R}$) est constante. Stevens (1907) a justifié la courbe de tarage en proposant que le terme ($K\sqrt{I}$) dans l'équation de Manning reste pratiquement constant pour n'importe quel point sur un cours d'eau, ramenant le débit comme fonction unique de la hauteur si ($S\sqrt{R}$) est une fonction unique de la hauteur. Il est plus précis dans les canaux naturels d'estimer le débit en fonction de la section mouillée que de la hauteur mais la connaissance de la section transversale nécessite beaucoup de temps et d'efforts, donc l'impact économique est considérable, notamment, au cours des crues, les jaugeages par moulinet sont impossibles à conduire, de ce fait la section est impossible à mesurer.

Barrows (1907) a déclaré que pour les écoulements permanent dans les canaux ouverts : (1) le débit demeure constant tant que les conditions à ou près de la station de jaugeage restent constantes, (2) le débit est une fonction de la hauteur et augmente graduellement avec elle.

7.2. La deuxième approche

Une approche conceptuelle, pour justifier une unique relation entre la hauteur et le débit, est basée sur ce qui est généralement appelé le « contrôle » pendant le tarage. D'une façon générale, le contrôle est une section à laquelle la transmission de l'effet d'un changement des conditions d'écoulement est limitée, soit dans la direction amont pour l'écoulement sub-critique, ou dans la direction descendante pour l'écoulement supercritique (Chow, 1959). Pour une telle section, une relation unique entre la hauteur et le débit qui est indépendante d'autres circonstances incontrôlables, peut être établie. Cela est généralement trouvé pour l'écoulement au-dessus d'un déversoir, ayant comme résultat un débit décrit par l'équation (I.16), ou peut être également le résultat d'un changement brusque de la pente ou d'une constriction dans le canal.

En se basant sur la première approche, le débit est une fonction de $S\sqrt{R}$ ou bien de la surface, si on suppose, que le rayon hydraulique est équivalent à la profondeur moyenne (un canal large) donc le débit va varier avec la largeur au miroir et la profondeur, on aperçoit la même chose dans l'équation de régression de Dingman et al (1997) (I.24) si on considère la première approche proposant le terme $(K\sqrt{I})$. Donc on peut écrire :

$$Q = a(S_{\text{Est}})^b \quad (\text{V.2})$$

S_{est} : La section estimée par la méthode de Chui.

On va essayer dans ce qui suit de corrélérer les débits de neuf stations hydrométriques aux surfaces mouillées estimées par les modèle de Chui et de déterminer une relation qui permet d'estimer les premiers à partir des seconds (débit en fonction de la largeur au miroir et la profondeur à l'axe y).

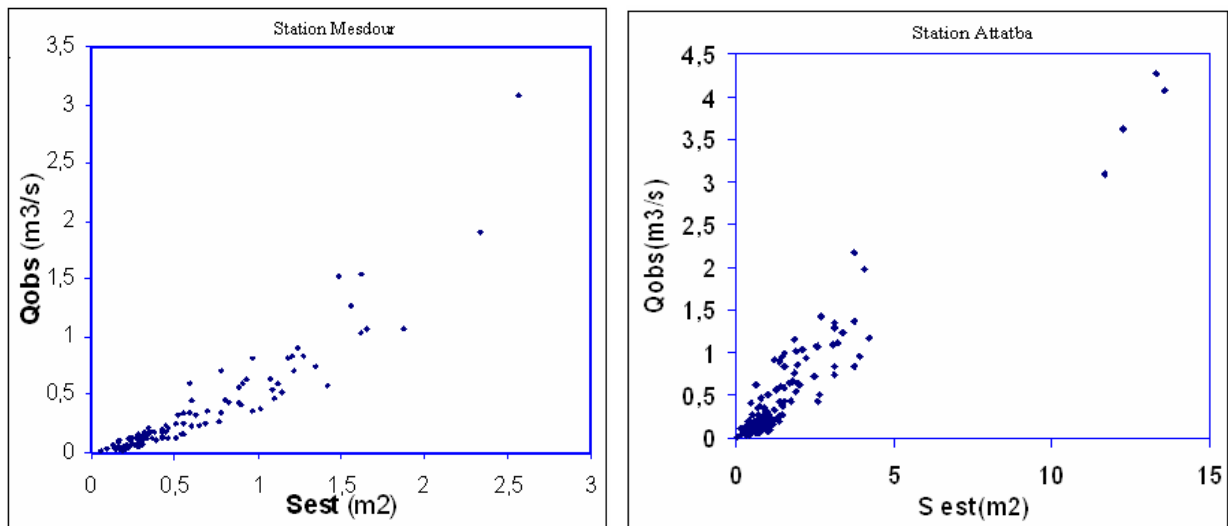
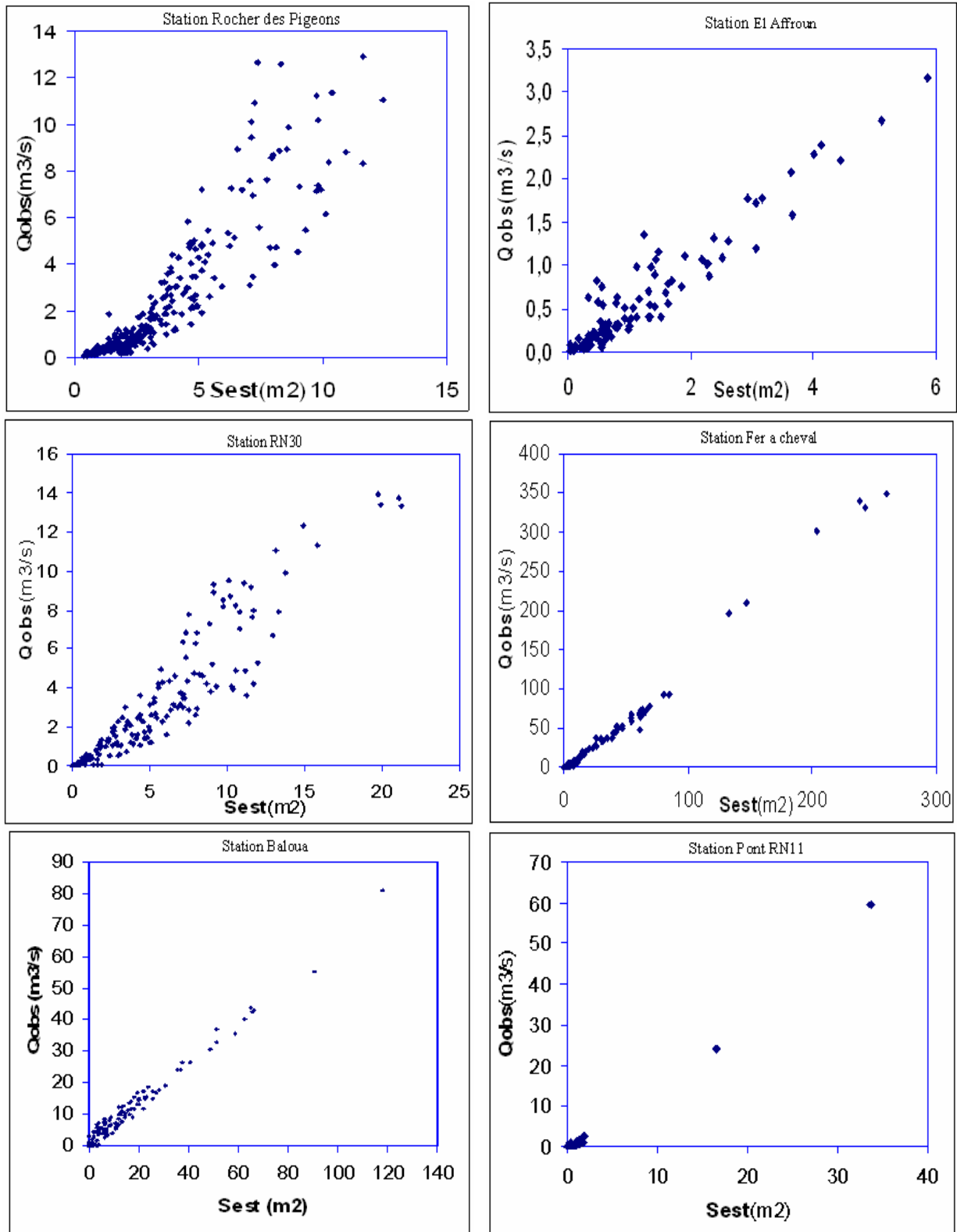


Figure V.5 : Débits observés–Section estimées



FigureV.5 : Débits observés–Section estimées (Suite)

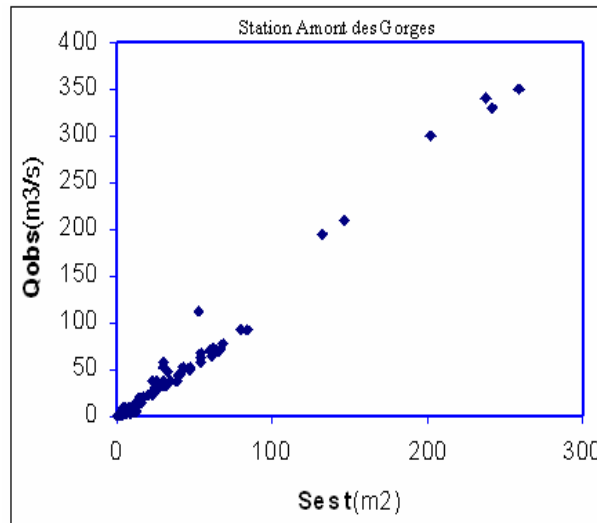


Figure V.5 : Débits observés–Section estimées (Suite et fin)

7.3. Résultats et interprétation

Le tableau.V.5 résume les expressions des débits obtenus pour les neuf stations hydrométriques.

Tableau.V.5 : Débits estimés par les sections estimées

| Station hydrométrique | Oued | Modèle $Q = f(BD)$ | R^2 | $R^2(\text{Critique})$ |
|-----------------------|------------|-----------------------|-------|------------------------|
| Mesdour | Boukdir | $0,45(BD)^{1,29}$ | 0,91 | 0.04 |
| Attatba | Bouroumi | $0,24(BD)^{1,06}$ | 0,81 | 0.04 |
| El Affroun | Djer | $0,3(BD)^{1,08}$ | 0,83 | 0.04 |
| Rocher des pigeons | El Harrach | $0,18(BD)^{1,42}$ | 0,86 | 0.04 |
| RN30 | Aissi | $0,29(BD)^{1,15}$ | 0,91 | 0.04 |
| Fer à cheval | Mazafran | $0,48(BD)^{1,2}$ | 0,96 | 0.04 |
| Baloua | Sebaou | $0,66(BD)^{0,85}$ | 0,96 | 0.04 |
| Pont RN11 | Belah | $0,55(BD)^{1,2}$ | 0,87 | 0.06 |
| Amont des gorges | Chiffa | $0,51(BD)^{1,2}$ | 0,96 | 0.04 |

Q : débit (m^3/s), D : profondeur maximale (m), B : largeur au miroir (m).

Au vu du tableau V.5, le coefficient de détermination R^2 pour les 9 stations étudiées s'est avéré significatif, pour une erreur de 5% validée par la table de Fisher, qui tient compte de la taille de l'échantillon (Jayaraman, 1996).

Les valeurs des paramètres "a" et "b" de la relation $Q = a(BD)^b$ varient peu d'une station à l'autre. L'exposant "b" est compris entre 1.06 et 1.42 et le coefficient "a" entre 0.18 et 0.55.

La meilleure corrélation obtenue entre les débits et la profondeur maximale, la largeur au miroir conduit à une meilleure estimation du débit surtout en périodes de crues, où les techniques traditionnelles de jaugeages sont difficilement employées. Ces relations nous servirons aussi, dans la vérification de la qualité de jaugeage.

Conclusion

Les expressions linéaires (vitesse moyenne- vitesse maximale) furent déduites pour les stations hydrométriques de l'étude, la valeur du paramètre M est constante pour chaque cours d'eau. L'équation de distribution des vitesses de Chiu basée sur ce paramètre a prouvé son efficacité à décrire la forme des profils de vitesses observées.

L'utilité de paramètre d'entropie M, en tant que nouveau paramètre hydraulique, montre l'importance d'information fournie par l'endroit d'écoulement et l'importance de la vitesse maximale dans une coupe de l'oued. Ce concept suggère des études expérimentales dans l'avenir.

Des modèles d'estimation des sections d'écoulement ont été déduits en fonction de la profondeur maximale et de la largeur au miroir. Ils estiment le débit d'écoulement avec une marge d'erreurs acceptable (erreur moyenne globale <20%). Pour les grands débits, où, en plus du manque appréciable de mesures, un manque de précision est à noter, ce qui confirme la difficulté d'effectuer des jaugeages traditionnels en temps de fortes crues.

L'extension de l'utilisation de ces modèles va sans doute permettre de remédier au manque enregistré dans la mesure des débits de crues, et de mieux estimer les débits liquides et solides véhiculés dans l'avenir.

L'utilisation des données hydrométriques connaît une croissance rapide au cours de ces dernières années. Au delà des besoins de la modélisation, la loi sur l'eau et ses décrets d'application poussent à mieux apprécier l'incidence des projets au regard du milieu, et donc de ses fluctuations, en plus, le développement de l'irrigation, en prélevant une part croissante des écoulements estivaux, a rendu nécessaire la gestion des usages, donc une connaissance meilleure, et en temps quasi réel, des débits.

La recherche de modèles reliant les paramètres hydroclimatiques et morphométriques avec le débit liquide dans les cours d'eau a fait l'objet de nombreuses études : Dingman et al (1997), Sivapalan et al (2002), Schmidt (2002), Cinotto (2003), Auristela (2006), Mazvimavi et al (2006). L'objectif de ces auteurs est d'expliquer le phénomène de l'écoulement dans les cours d'eau et de mettre en évidence des relations susceptibles d'être appliquées à des régions ou des bassins versants où les mesures sont rares ou inexistantes (absence de stations hydrométriques).

Le bassin versant Côtier Algérois contient 19 stations hydrométriques réellement exploitables pour une superficie de 14000Km², d'où, l'implantation de nouvelles stations est plus que nécessaire.

Dans cette approche, une courbe est générée en fonction des caractéristiques hydroclimatiques et morphométriques des sous bassins drainés par la station en utilisant deux méthodes :

- 1- Régression Linéaire Multiple (RLM) ;
- 2- Réseaux De Neurones Artificiels.

Cette courbe permet de recenser les événements, surtout extrêmes, des premiers mois et années de l'utilisation de la station. Elle sera bien sûr corrigée avec le temps.

1. METHODOLOGIE DE L'APPROCHE

La relation univoque "Débit-Hauteur" est donnée sous forme de puissance par l'équation

$$(I.14) (Q = a(H \pm h_0)^b).$$

Q : Débit

H : hauteur

H₀ : hauteur mesurée au débit nul

a, b : constantes

Sa transformation logarithmique est :

$$\text{Log}Q = \text{Log}a + b\text{Log} (H \pm h_0)$$

Historiquement, l'approche employée pour justifier l'unique relation "débit-hauteur" est de considérer l'écoulement dans le canal comme un écoulement stable et uniforme en utilisant l'équation de Manning (I.16) ($Q = K.S.\sqrt{R.S_f}$).

R : Rayon hydraulique.

S : Surface mouillée.

R, S : Sont fonction de la profondeur d'écoulement

K : Coefficient de Manning, qui est fonction de la rugosité.

S_f : Pente, qui est fonction de la topographie.

Tous ces paramètres sont des paramètres physiques pouvant être décrits par les caractéristiques physiques du bassin drainé.

Dans le modèle, le paramètre d'entropie (M) est considéré comme paramètre indiquant cette rugosité (coefficient de Manning) en se basant sur le travail d'Ardiclioglu (2005), qui a montré ce paramètre dépend de la rugosité du canal.

La modélisation repose donc sur la détermination de b et $\log(a)$ en fonction des paramètres physiques du bassin drainé, ce qui permet de générer des courbes de tarage pour d'autre cours d'eau non jaugés.

Cette approche a été adoptée sachant que d'autres auteurs ont traité les coefficients " b " et " $\log(a)$ " comme des paramètres liés aux caractéristiques du bassin (en fonction de l'intensité de pluie, la surface du bassin versant, et du débit de fréquence 90% (Mueses-pérez, 2006), en fonction de la couverture végétale et du transport solide dans le bassin versant (Catherine, 2007) et en fonction des paramètres hydrauliques (pente, coefficient de variation de la pente, hauteur, section, accélération convective, force gravitaire, méandre dans le canal, longueur du canal, et vitesse) (Schmidt, 2002))

2. ANALYSE STATISTIQUE DES DONNEES GEOMORPHOMETRIQUES

Afin de déterminer les affinités entre les différents sous bassins étudiés et en déduire les paramètres qui les caractérisent au mieux, d'autres descripteurs sont utilisés pour définir cette relation en employant une analyse en composantes principales qui est une méthode de réduction du nombre de variables permettant la représentation géométrique des observations et des variables.

2.1. Application de L'ACP

La méthode a été appliquée sur 18 individus (les stations hydrométriques) et 11 variables (10 variables géomorphométriques et une variable hydraulique). Les variables utilisées sont : la surface drainée par la station (SUP), le périmètre (PER), l'indice de compacité de Gravelius (KG), la longueur (LON) et la largeur (LAR) du rectangle équivalent, la longueur du cours d'eau principal (LOG_T), la densité de drainage (D), l'altitude moyenne (ALT), l'indice de pente de Roche (I_p), le temps de concentration (T_c) et le paramètre d'entropie (M).

La reconstitution finale de la distribution des sous bassins versants a permis de définir les axes factoriels ou facteurs responsables de cette distribution et faire ressortir les affinités entre les différents sous bassins versants, pour en déduire les paramètres qui les caractérisent au mieux.

Les trois premiers axes expliquent 85% de la variance totale ; avec 53% pour le premier axe; 21% pour le deuxième axe et 11% pour le troisième axe.

Le tableau VI.1 donne les valeurs propres de la matrice des coefficients de corrélation, le pourcentage de la variance expliquée ainsi que celui de la variance cumulée par chacun des axes.

TableauVI.1: Valeurs propres, pourcentage de variance et cumul

| Axe | Valeur Propre | % Total variances | %Variances cumulées |
|------------|---------------|-------------------|---------------------|
| C1 | 5,83 | 53 | 53 |
| C2 | 2,32 | 21 | 74 |
| C3 | 1,23 | 11 | 85 |
| C4 | 0,76 | 7 | 92 |
| C 5 | 0,48 | 4 | 97 |

L'analyse de la matrice de corrélations entre les variables montre que la surface du bassin (SUP), le périmètre (PER), la longueur (LON), la largeur (LAR) du rectangle équivalent et la longueur du cours d'eau principal (LOG) sont fortement liés entre eux et de même pour l'indice de pente de Roche (Ip) avec le paramètre d'entropie (M) (TableauVI.2).

TableauVI.2 : Matrice de corrélations entre les variables

| | SUP | PER | KG | LON | LAR | ALT | Ip | D | LOG | Tc | M |
|-----|-------------|-------------|-------|-------------|-------------|-------|-------------|-------------|-------------|-------|------|
| SUP | 1,00 | | | | | | | | | | |
| PER | 0,94 | 1,00 | | | | | | | | | |
| KG | 0,12 | 0,30 | 1,00 | | | | | | | | |
| LON | 0,90 | 0,98 | 0,35 | 1,00 | | | | | | | |
| LAR | 0,96 | 0,92 | 0,09 | 0,84 | 1,00 | | | | | | |
| ALT | 0,15 | 0,23 | 0,08 | 0,11 | 0,32 | 1,00 | | | | | |
| Ip | -0,01 | -0,26 | -0,29 | -0,35 | -0,08 | -0,01 | 1,00 | | | | |
| D | 0,03 | -0,07 | -0,18 | -0,18 | 0,07 | 0,41 | 0,40 | 1,00 | | | |
| LOG | 0,92 | 0,96 | 0,31 | 0,97 | 0,87 | 0,07 | -0,28 | -0,20 | 1,00 | | |
| Tc | M | 0,95 | 0,29 | 0,96 | 0,85 | 0,00 | -0,34 | -0,21 | 0,97 | 1,00 | |
| M | 0,25 | 0,02 | -0,31 | -0,06 | 0,20 | -0,03 | 0,60 | 0,55 | -0,05 | -0,04 | 1,00 |

La matrice de corrélation montre que l'axe I est très bien corrélé positivement avec SUP, PER, LON, LAR, LOG et avec Tc. L'axe II présente une très bonne corrélation positive avec le paramètre d'entropie (M), l'indice de pente de Roche (Ip) et la densité de drainage (D). Par ailleurs, l'axe III est corrélé positivement avec l'altitude moyenne (ALT) (Tab.VI.3).

TableauVI.3 : Corrélations entre les variables et les axes principaux

| | C1 | C 2 | C 3 |
|-----|-------------|-------------|-------------|
| SUP | 0,94 | 0,30 | -0,13 |
| PER | 0,99 | 0,06 | 0,05 |
| KG | 0,32 | -0,43 | 0,36 |
| LON | 0,98 | -0,07 | -0,02 |
| LAR | 0,92 | 0,30 | 0,04 |
| ALT | 0,17 | 0,29 | 0,87 |
| Ip | -0,30 | 0,73 | -0,23 |
| D | -0,14 | 0,77 | 0,41 |
| LOG | 0,98 | -0,05 | -0,09 |
| Tc | 0,97 | -0,08 | -0,14 |
| M | -0,01 | 0,85 | -0,28 |

Le cercle I-II (74% de l'inertie cumulée) : l'axe I est déterminé par les paramètres de dimension (Fig.VI.1.a). L'axe II porte positivement le paramètre d'entropie (M), l'indice de pente de Roche (Ip) et la densité de drainage (D). L'axe II peut exprimer donc la dynamique du cours d'eau. L'indice de compacité de Gravelius (KG) et l'altitude moyenne (ALT) sont proches du centre et n'apportent donc aucune information supplémentaire.

Le cercle I-III (64% de l'inertie cumulée) : L'axe I a la même signification que précédemment (Fig.VI.1.a) alors que l'axe III porte positivement l'altitude moyenne (ALT). L'axe III peut donc avoir une signification topographique.

Dans le plan des individus (Station hydrométrique), le plan I-II met en évidence quatre groupes (Fig. VI.1.b): le premier formé par les stations hydrométriques de Baghlia et Fer à cheval, d'une superficie drainée largement supérieure à celle des autres stations.

Le second groupe est représenté par les stations hydrométriques de Freha, Pont RN11, Rocher des pigeons, Larbaa, RN24, RN30, Amont des gorges, correspondant aux plus faibles valeurs du coefficient de forme. Les stations Amont des gorges et RN30 se détachent nettement des autres en raison de leurs faibles indices de pente de Roche (Ip).

Le troisième groupe est constitué par les stations hydrométriques de Baraki, El Affroun et Attatba, caractérisées par un faible paramètre d'entropie (M) et une longueur du talweg principal (LOG) forte relativement au dernier groupe formé par les stations hydrométriques de Bordj Ghobrini, Boumedfaa, Ouled Ali, Mesdour, Sidi Akacha et Hadjout.

Dans le plan I-III, l'axe III permet de distinguer deux groupes de stations (Fig. VI.1.b): le premier est composé par les stations hydrométriques situées en altitude (plus fortes valeurs d'altitude moyenne) [Baghlia, RN24, RN30, Boumedfaa, Rocher des pigeons, Larbaa, Amont des Gorges, El affroun, Attatba et Baraki] et le second par les stations hydrométriques caractérisées par des altitudes moyennes plus faibles.

L'analyse en composantes principales a permis de mettre en évidence les affinités entre les différentes caractéristiques des stations hydrométriques et d'en mieux déduire les paramètres qui les caractérisent.

Après avoir déterminé les affinités par l'ACP, une autre analyse statistique a été appliquée pour définir la relation existant entre le débit à la station hydrométrique et les paramètres morphométriques et hydroclimatiques de chaque station hydrométrique, basée sur la régression multiple et les réseaux de neurones artificiels.

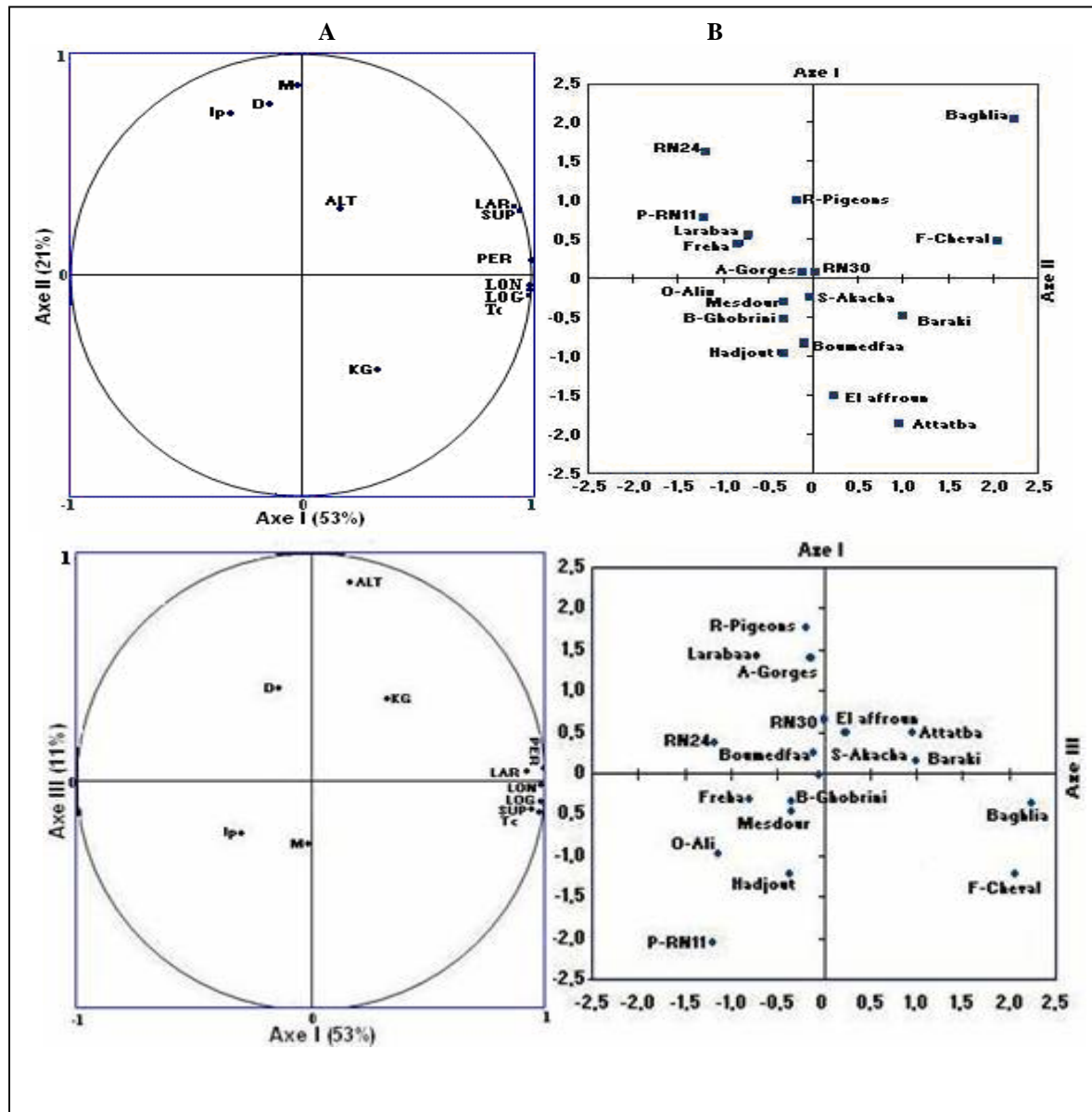


Figure VI.1 : Résultats de l'Analyse en Composantes Principales

A : Projection des variables sur les cercles de corrélations I-II et I-III

B : Projection des Stations (individus) dans les plans I-II et I-III

3. MODELE D'ESTIMATION DES COEFFICIENTS RELIANT LA RELATION "DEBIT-HAUTEUR"

3.1 Modèle de Régression Multiple Linéaire (RML)

Dans le but de déterminer les relations qui existent entre les coefficients liant le débit à la hauteur dans la station hydrométrique et les caractéristiques morphométriques et hydroclimatiques de ces stations, une analyse statistique par la méthode de régression linéaire multiple (RLM) est établie.

La méthode de la Régression Linéaire Multiple (RLM) est une technique qui permet de décrire la liaison entre la variable dépendante ou expliquée et un ensemble de variables explicatives. Il s'agit d'une analyse statistique dans un espace à plusieurs dimensions et

constitue une simple extension de régressions polynomiales et de l'analyse des tendances de surface.

L'analyse de la régression permet d'étudier la relation statistique qui existe entre les coefficient Log (a) et b de chaque station hydrométrique (variable dépendante) et les paramètres caractéristiques des stations hydrométriques (variables indépendantes ou explicatives).

Les variables explicatives de base utilisées sont les paramètres hydroclimatiques du cours d'eau (coefficient d'écoulement (C_e) et paramètre d'entropie (M)). D'autres paramètres sont liés à la morphologie (paramètres de forme) et aux écoulements (paramètres hydrodynamiques), ce sont : la surface drainée par la station (SUP), la longueur (LON) et largeur (LAR) du rectangle équivalent, le périmètre (PER), l'indice de compacité de Gravelius (KG), la longueur du cours d'eau principal (LOG), la densité de drainage (D), l'altitude moyenne (ALT), l'indice de pente de Roche (I_p), et le temps de concentration (T_c).

Plusieurs modèles de régression possibles ont été établis et examinés dans cette étude, le choix du meilleur modèle est basé sur deux critères :

- Le coefficient de détermination R_p^2 pour le modèle de régression avec les p variables indépendantes.

- L'erreur moyenne des moindres carrée MSE (p) (mean square error) pour une équation de variables de p.

Le modèle ayant le minimum MSE (p) et le maximum R_p^2 est retenu.

Les meilleurs modèles VI.1 et VI.2, sont retenus en se basant sur les combinaisons possibles des paramètres, avec des valeurs de R^2 et MSE égales à 0.93, et 0.029 respectivement, pour le coefficient **b**, et à 0.88, et 0.0332 respectivement, pour le coefficient Log(a).

$$b = 0.15C_e - 3.10^{-4}SUP - 5.10^{-3}P - 1.64KG - 2.10^{-4}ALT + 8.62I_p + 0.24D + 10^{-2}LOG - 0.03T_c - M + 3.75 \quad (\text{VI.1})$$

$$\text{Log } a = -0.4C_e + 2.10^{-3}SUP + 6.10^{-3}P + 1.92KG - 2.10^{-4}ALT - 9.12I_p - 0.16D - 0.04LOG - 0.06T_c + 0.13M + 2.13$$

(VI.2)

3.1.1 Qualité de prévision

La performance du modèle issu d'une méthode d'apprentissage s'évalue par sa capacité de prévision. La mesure de cette performance est très importante puisque, d'une part, elle permet d'opérer une sélection de modèle dans une famille associée à la méthode d'apprentissage utilisée et, d'autre part, elle guide le choix de la méthode en comparant chacun des modèles optimisés par les différentes méthodes de la régression. Enfin, elle fournit, tout choix fait, une mesure de la qualité ou encore de la confiance que l'on peut accorder à la prévision.

En Statistique, trois types de stratégies sont proposées pour examiner la capacité de prévision:

1. Un partage de l'échantillon (apprentissage, validation, test) afin de distinguer l'estimation du modèle et l'estimation de l'erreur de prévision ;
2. une pénalisation de l'erreur d'ajustement faisant intervenir la complexité du modèle ;
3. un usage intensif du calcul par la mise en oeuvre de simulations.

Pour répondre aux objectifs de la 2ème stratégie adaptée à un échantillon d'effectif trop restreint (notre cas), pour qu'il soit divisé en trois parties. Différents critères et méthodes sont utilisées pour faire face à ce problème.

Le plus ancien est naturellement une estimation d'une erreur de prévision : risque quadratique, comme mesure d'une distance moyenne entre le "meilleur" modèle et celui considéré. Ce risque quadratique se décomposant grossièrement en un carré de biais et une variance. L'enjeu est de trouver un bon compromis entre ces deux composantes en considérant un modèle parcimonieux (estimation avec pénalisation), et d'autres méthodes plus récentes basées sur la simulation des séries de taille suffisante à partir de l'échantillon initial (trop réduite) pour l'utiliser dans la phase de l'apprentissage afin de réduire la variance et améliorer la précision. Donc si la taille de l'échantillon est insuffisante, la sélection de modèle est basée sur l'estimation de l'erreur de prévision faisant appel soit à une pénalisation soit à des simulations.

Pour nos modèles (VI.1) et (VI.2), l'estimation avec pénalisation est utilisée, et cela par le calcul du coefficient de Mallows's C_p .

C_p de Mallows :

Le C_p de Mallows fût, historiquement, le premier critère visant à une meilleure estimation de l'erreur de prévision qui ne tient en considération que l'erreur d'ajustement (R^2) dans le modèle linéaire. Cet indicateur est une estimation de l'erreur quadratique moyenne de prévision qui est défini aussi comme la somme d'une variance et du carré d'un biais.

L'expression de l'erreur quadratique moyenne totale standardisée (ou réduite) pour un modèle à j variables explicatives s'écrit :

$$C_p = (n - q - 1) \frac{MSE_j}{MSE} - [n - 2(q + 1)] \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

n : Taille de la série (18 Stations) ;

q : Nombre de variables explicatives ;

MSE_j : Erreur moyenne des carrés pour un modèle à j variables explicatives.

MSE : Erreur moyenne des carrés du modèle complet (Eq. (VI.1) et (VI.2))

Il est alors d'usage de rechercher un modèle qui minimise le C_p tout en fournissant une valeur inférieure et proche de $(q+1)$. Ceci revient à considérer que le "vrai" modèle complet est moins fiable qu'un modèle réduit donc biaisé mais d'estimation plus précise.

En se basant sur les combinaisons possibles des paramètres, les résultats aboutissent à établir les relations VI.4 et VI.5, avec les valeurs de R^2 et MSE respectivement égales à 0.92 et 0.03 et un coefficient de Mallows $C_p=8.3$ avec un nombre des variables explicatives $q=7$ pour le coefficient b . Pour le coefficient $\text{Log}(a)$, les valeurs de R^2 et MSE respectivement égales à 0.87 et 0.0343, et un coefficient de Mallows $C_p=8.33$ avec un nombre des variables explicatives $q=7$.

$$b = -0.13C_e - 7.10^{-4}SUP - 1.87KG + 10.2Ip + 0.21D + 8.10^{-3}LOG - 0.89M + 3.24 \quad (\text{VI.4})$$

$$\text{Log } a = 0.07C_e + 2.10^{-3}SUP + 2.05KG - 9.1Ip - 0.15D - 0.045LOG + 0.1M + 1.75 \quad (\text{VI.5})$$

3.2 Réseaux De Neurones Artificiels

Dans le but de rechercher une relation non linéaire entre les coefficients liant le débit à la hauteur dans la station hydrométrique et les caractéristiques morphométriques et hydroclimatiques de ces stations, une analyse par les réseaux de neurones artificiels est entreprise.

3.2.1 Présentation de la méthode neuronale

Les réseaux de neurones artificiels (Werbos, 1974 ; Bishop, 1995) sont des outils de modélisation non linéaires, utilisés dans de nombreux contextes liés à l'identification, à la classification, à la prédiction, etc. Les réseaux de neurones artificiels sont issus des premiers travaux réalisés dans le domaine de l'intelligence artificielle pour modéliser le fonctionnement du cerveau humain (McCulloch et al, 1943) en se basant principalement sur le concept des neurones. Il s'agit d'un modèle empirique non linéaire. Il se compose d'éléments de traitement interconnectés (neurones) travaillant conjointement pour résoudre un problème spécifique.

Les performances de ces derniers dans la modélisation non linéaire ont été prouvées dans plusieurs domaines de l'ingénierie et de la science. Dans le domaine de l'ingénierie essentiellement en géotechnique, on peut citer Najjar et al (2000) qui ont appliqué les RNA pour l'évaluation de la perméabilité des argiles et la liquéfaction des sols.

En hydrologie de surface, les réseaux de neurones sont utilisés pour la prévision de la qualité de l'eau, la prévision de la demande en eau, la prévision du débit et pour la prévision des précipitations (French et al, 1992). En outre, les réseaux de neurones sont utilisés pour modéliser la relation pluie-débit (Riad, 2003) et pour la prédiction de l'évaporation (Sudheer et al, 2002).

3.2.2 Connections entre les neurones

Les réseaux de neurones sont organisés en couches, ces couches se composent d'un certain nombre de neurones interconnectés qui contiennent une fonction d'activation. Les entrées (X_1, X_i, \dots, X_n) sont présentées au réseau par l'intermédiaire de la couche d'entrée, qui les communique aux couches cachées où le traitement s'effectue en utilisant des connexions pondérées. Puis, les couches cachées transmettent la réponse à la couche de sortie (S). Les connections entre les neurones se font par des poids (W_1, W_i, \dots, W_n) comme le montre la figure VI.2.

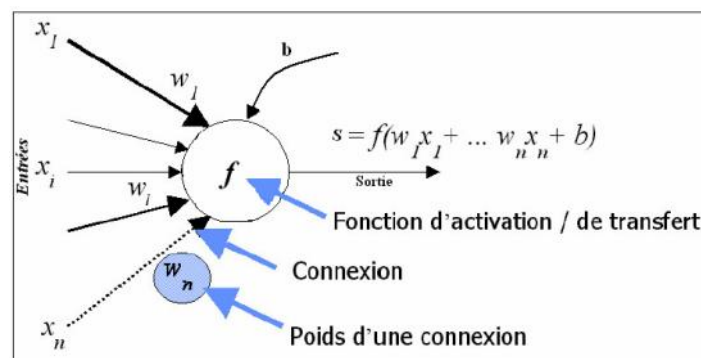


Figure VI.2 : Schéma d'un neurone artificiel

Les types particuliers de RNA proposés dans la littérature ces dernières années dépendent de l'algorithme d'apprentissage, de la structure de la mémoire et de la fonction d'activation de l'unité cachée ou de la forme d'interconnexions entre les nœuds. En plus des deux formes

principales de RNA, à savoir le RNF (Réseau Neuronal Feedforward) (ou MLP : Multicouches Perceptron) et le RNR (Réseau Neuronal Récurrent), il existe d'autres types qui sont le réseau neuronal à Entrée Retardée (RNER), le réseau neuronal Récurrent à Délai de Temps (RNRDT), et deux variantes de la fonction des réseaux à Base Radiale (FBR), à savoir le réseau de fonction à Base Radiale Généralisée (FBR-G) et le réseau neuronal Probabiliste (RNP) (Coulibaly et al, 1999).

3.2.3 Perceptron Multicouche (PMC)

Il existe une grande variété d'agencements possibles de neurones artificiels, mais le type de réseau le plus utilisé pour la prévision des phénomènes hydrologiques est le Perceptron Multicouche (PMC) (Coulibaly et al, 1999). Ce réseau comporte une couche de neurones artificiels pour capter les entrées, une ou plusieurs couches cachées (MLP ou MultiLayers Perceptron) et une couche de neurones artificiels pour émettre les sorties du modèle. Chaque couche contient des unités de calcul (neurones), connectées à d'autres neurones par la voie des poids (W_{ij} et W_{jk}).

L'unité d'addition $\sum_{i=1}^m W_{ij}X_i$ effectue une somme pondérée des entrées X_i par les poids des connexions (W_{ij} , $i=1, m$). W_{ij} est le poids de la connexion qui lie l'entrée X_i au neurone n_j , W_{ij} est positif, si la série X_i doit augmenter la sortie du neurone n_j et W_{ij} est négatif, si X_i doit la diminuer.

Une fonction d'activation (f_i) sert à limiter la sortie du neurone n_j dans un intervalle prédéfini et ou augmenter la non linéarité du neurone. Le modèle du neurone peut inclure une valeur limite dite seuil b . Le terme seuil est préféré au terme biais couramment utilisé pour éviter toute ambiguïté avec le sens du terme biais en statistique.

$$In_j = \sum_{i=1}^m W_{ij}X_i - b_j \quad (\text{VI.6})$$

$$Out_j = f(In_j) \quad (\text{VI.7})$$

Où :

In_j : l'entrée de la fonction d'activation du neurone j .

Out_j : la sortie de la fonction d'activation du neurone j .

X_i : l'entrée i connectée au neurone j .

W_{ij} : le poids de la connexion entre l'entrée X_i et le neurone j .

b_j : seuil du neurone j .

m : le nombre d'entrée connectées au neurone j .

f_j : la fonction d'activation du neurone j .

A chaque connexion entre les neurones de deux couches successives est associé un poids modifiable au cours de l'apprentissage en fonction des données disponibles en entrée et en sortie.

Le choix d'une fonction d'activation se révèle à être un élément constitutif important des réseaux de neurones. Ainsi, l'identité n'est pas toujours suffisante, bien au contraire, et le plus

souvent des fonctions non linéaires et plus évoluées seront nécessaires. A titre illustratif voici quelques fonctions couramment utilisées comme fonctions d'activation (figure VI.3).

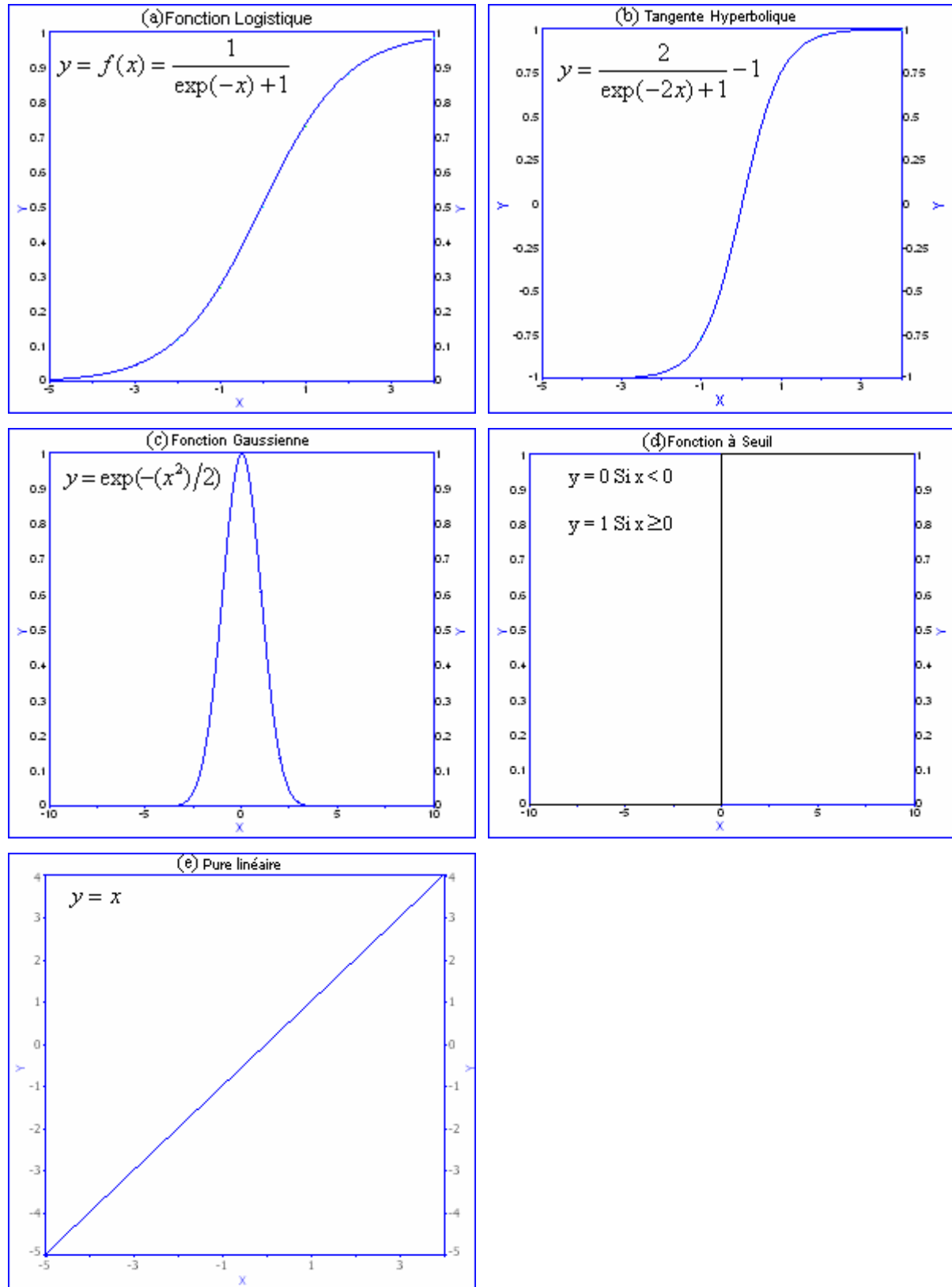


Figure VI.3 : Fonctions d'activation

Les fonctions sigmoïdes peuvent avoir une forme logistique ou hyperbolique (fig.VI.3 (a) et (b)).

L'équation des fonctions sigmoïdes est :

$$\text{Out}_j = c_n \frac{\exp(k_n \cdot \text{In}_j) - 1}{\exp(k_n \cdot \text{In}_j) + 1} + r_n; c_n, k_n, r_n, \in \mathbf{R}; k_n > 0 \quad (\text{VI.8})$$

La forme logistique (fig VI.3, (a) et (c)) :

$$\text{Out}_j = f(\text{In}_j) = \frac{1}{\exp(-\text{In}_j) + 1} \quad (\text{VI.9})$$

Avec un ensemble d'arrivée de 0 à 1.

La forme tangente hyperbolique (fig VI.3, (b)) :

$$\text{Out}_j = f(\text{In}_j) = \text{Th}(\text{In}_j) = \frac{\exp(\text{In}_j) - \exp(-\text{In}_j)}{\exp(\text{In}_j) + \exp(-\text{In}_j)} \quad (\text{VI.10})$$

C'est mathématiquement équivalent à la fonction tangente sigmoïde (VI.11).

$$\text{Out}_j = f(\text{In}_j) = \text{TanSig}(\text{In}_j) = \frac{2}{\exp(-2\text{In}_j) + 1} - 1 \quad (\text{VI.11})$$

Avec un ensemble d'arrivée de -1 à 1.

Les fonctions à seuil (fig VI.3, (d)) centrées autour de 0.5 sont :

$$\text{Out}_j = \begin{cases} 1 & \text{In}_j \geq 0 \\ 0 & \text{In}_j < 0 \end{cases} \quad (\text{VI.12})$$

Ou centrées autour de 0.

$$\text{Out}_j = \begin{cases} 1 & \text{In}_j > 0 \\ 0 & \text{In}_j = 0 \\ -1 & \text{In}_j < 0 \end{cases} \quad (\text{VI.13})$$

3.2.4 Apprentissage des réseaux de neurones

L'apprentissage est une phase du développement d'un réseau de neurones durant laquelle le comportement du réseau est modifié jusqu'à l'obtention du comportement désiré. Cet apprentissage permet alors, sur la base de l'optimisation d'un critère, de reproduire le comportement d'un système à modéliser.

Il consiste à la recherche des poids et peut s'effectuer de deux manières : Supervisé et non supervisé. Dans l'apprentissage supervisé le réseau utilise les données d'entrée et la (ou les) sortie (S) du système à modéliser (Bishop, 1995). De cette façon, l'algorithme d'identification des paramètres du réseau va modifier ses poids jusqu'à ce que le résultat fourni par le réseau soit le plus proche possible de la sortie attendue, correspondant à une entrée donnée.

L'identification des poids du réseau est effectuée en optimisant un critère de performance du RNA. Ce critère dans le cas de cet algorithme est calculé sur la base de la différence entre le résultat y_i disposé par le réseau et la sortie attendue d_i . L'optimisation s'effectue en ajustant les

poids par une technique de gradient. Chaque fois qu'un exemple est présenté au RNA, l'activation de chaque nœud est calculée. Après avoir déterminé la valeur de la sortie, la valeur de l'erreur est calculée en remontant le réseau, c'est-à-dire de la couche de sortie vers la couche d'entrée. Cette erreur est le produit de la fonction d'erreur E et de la dérivée de la fonction d'activation f . L'erreur est une mesure du changement de la sortie RNA provoqué par un changement des valeurs des poids du réseau.

3.2.5 Rétro-propagation

L'algorithme de rétro-propagation a été développé pour entraîner des perceptrons multicouches. Nous étudierons comment il fonctionne pour un perceptron simple couche. Il fut popularisé par Rumelhart, Hinton et Williams (1986), bien que des idées similaires aient été développées antérieurement par d'autres (Werbos, 1974 et Parker, 1985). L'idée est d'entraîner un réseau en propageant les erreurs de sortie en sens inverse du réseau à travers les couches. Ces erreurs servent alors à évaluer les dérivés de la fonction d'erreur en fonction des poids qui peuvent ainsi être ajustés.

L'algorithme de rétro-propagation pour un réseau de neurones simple couche utilisant la somme des erreurs quadratiques consiste en deux phases distinctes :

- **Propagation** : application d'une entrée ; évaluation des activations a_j et stockage de l'erreur Δ_j dans chaque nœud j .

$$\begin{aligned} a_i &= \sum (W_{ij}(t) \text{In}_i^p) \\ \text{Out}_j^p &= f(a_j) \\ \Delta_j &= T_j^p - \text{Out}_j^p \end{aligned} \quad (\text{VI.14})$$

In_i^p : Vecteur d'entrée.

Out_j^p : Vecteur de sortie désiré.

T_j^p : Vecteur de sortie réel.

- **Rétro-propagation** : calcul de l'ajustement et mise à jour des poids. Comme il n'y a qu'une couche (la couche de sortie), on calcule :

$$W_{ij}(t+1) = W_{ij}(t) - \delta \cdot \Delta_j \cdot \text{In}_i^p \quad (\text{VI.15})$$

Où $0 \leq \delta < 1$ est un paramètre qui contrôle le taux d'apprentissage (learning rate).

(Ceci est appelé l'apprentissage "en ligne" car les poids sont ajustés chaque fois qu'une nouvelle entrée est présentée au réseau. Dans l'apprentissage "en batch", les poids sont ajustés après avoir fait la somme sur tous les motifs de l'ensemble d'apprentissage).

Pendant la phase d'apprentissage, l'algorithme de rétro-propagation du gradient d'erreur cherche les poids w_i qui minimisent l'erreur E . En d'autres termes, les poids w_i sont modifiés tant que l'erreur E est supérieure à une certaine valeur seuil.

3.2.6 Méthodes d'optimisation avec rétropropagation (backpropagation) :

Nous présentons dans notre étude deux méthodes, celle de Newton et celle de Levenberg-Marquardt (1945), qui sont des méthodes d'optimisation du second ordre. Cette dernière est basée sur l'utilisation de la dérivée seconde de la fonction de coût (fonction objectif) par

rapport aux poids. L'introduction de la matrice Hessian H nous informe sur la forme de la surface d'erreur dans l'espace des poids.

3.2.6.1 Méthode de Newton

Connaissant la fonction du coût, qui calcule l'erreur, soit :

$$E_p = \sum_{i=1}^{nL} (\hat{y}_i^p)^2 - \sum_{i=1}^{nL} (y_i^p)^2 \quad (\text{VI.16})$$

\hat{y} : La sortie attendue par le réseau ;
 y_i : La réponse observée.

La méthode de Newton utilise la courbure (dérivée seconde) de la fonction de coût pour atteindre le minimum plus rapidement, elle consiste à minimiser la fonction d'énergie.

3.2.6.2 Méthode de Levenberg-Marquardt

En matière de prévision, l'apprentissage du réseau neuronal multicouches feed-forward (FNN) consiste à introduire des exemples d'entrée-sortie au réseau et minimiser la fonction d'erreur en utilisant à la fois la méthode d'optimisation du premier et second ordre. Cet apprentissage supervisé peut être formulé en minimisant comme fonction de pondération, la somme des moindres carrés non linéaire entre les sorties observées et prévues, définies par :

$$E = \frac{1}{2} \sum_{p=1}^n \sum_{k=1}^m (y_{pk} - \hat{y}_{pk})^2 \quad (\text{VI.17})$$

Où n est le nombre d'observations et m est le total des sorties, y représente la réponse observée et \hat{y} la réponse prévue ou simulée du modèle en cas d'une seule sorties (m=1), l'équation se réduit à :

$$E = \frac{1}{2} \sum_{p=1}^n (y_p - \hat{y}_p)^2 \quad (\text{VI.18})$$

Qui n'est autre que la fonction usuelle minimisée à une régression des moindres carrés (MSE). Dans l'apprentissage de backpropagation, la minimisation de la fonction E est obtenue en utilisant la méthode pas à pas et en calculant le gradient de la fonction d'erreur en appliquant la règle de chaîne sur les couches cachées du réseau neuronal feed-forward (FNN) (Rumelhart, 1986). En considérant le réseau neuronal multicouche "feed-forward", dont la couche cachée contient M neurones (figure VI.3). Le réseau sera basé sur les équations suivantes :

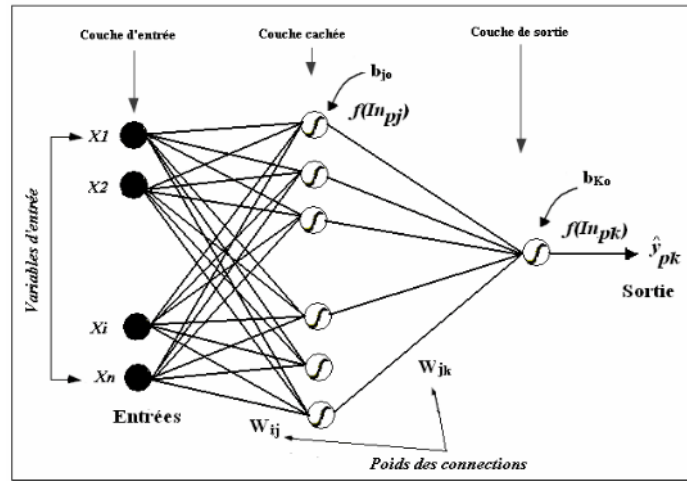


Figure VI.3 : Architecture du modèle RNA à trois couches

$$In_{pj} = \sum_{i=1}^N W_{ij}x_{pi} + b_{jo} \tag{VI.19}$$

$$f(In_{pj}) = \frac{1}{1 + e^{-In_{pj}}} \tag{VI.20}$$

Où In_{pj} sont les entrées pondérées dans les unités cachées j , N est le nombre total des nœuds d'entrée, W_{ij} est le poids des unités cachées j , x_{pi} est la valeur de l'entrée i pour l'observation p , b_{jo} est le seuil pour le neurone j et $f(In_{pj})$ est la fonction d'activation du neurone j en considérant $f(In_{pj})$ comme étant logistique. Les entrées n'ont pas d'effet sur la méthode mais simplement aident l'information à contrecarrer les nœuds des couches cachées.

Les sorties reçoivent des entrées Input de :

$$In_{pk} = \sum_{i=1}^M W_{jk}f(In_{pj}) + b_{ko} \tag{VI.21}$$

$$\hat{y}_{pk} = f(In_{pk}) \tag{VI.22}$$

Où M est le nombre des unités cachées, W_{jk} représente le poids de connexion des nœuds cachés j à la sortie K , b_{ko} est le seuil pour le neurone k , et \hat{y}_{pk} est la sortie prévue k . Rappelons que l'objectif principal de l'apprentissage d'un réseau de neurone est de trouver une série de poids W_{ij} connectant les entrées i aux couches cachées j et W_{jk} connectant les couches cachées j aux sorties k , qui minimisent la fonction de pondération (VI.17). D'où, l'équation (VI.18) n'est pas une fonction de pondération dans la couche cachée, les dérivées partielles de E sont évaluées en utilisant la règle de chaîne et en respectant les poids, qui se déplacent dans une direction descendante pas à pas. Ceci est représenté mathématiquement comme :

$$\Delta W_{kj} = \eta \frac{\partial E}{\partial W_{kj}} \tag{VI.23}$$

Où η est le débit d'apprentissage qui dimensionne le pas. L'approche usuelle dans l'apprentissage back-propagation consiste à choisir η selon la relation $0 < \eta < 1$.

En tous les cas, la retropropagation demeure l'apprentissage supervisé le plus largement utilisé pour la FNN pour ses références déductives valables. En général, les techniques d'optimisation non linéaire de second ordre sont souvent rapides et fiables plus que n'importe quelle variante de retropropagation (Masters, 1995).

3.2.7 Critères de performance du modèle

La modélisation par le réseau de neurones artificiels consiste à trouver le nombre optimal de neurones dans la couche cachée ainsi que le nombre d'itérations pour aboutir au modèle le plus performant. La performance du modèle de RNA est aussi validée par d'autres paramètres statistiques des phases d'apprentissage et du test et qui correspondent au nombre optimal de neurones de la couche cachée et du nombre d'itérations.

Les paramètres statistiques utilisés dans ce travail sont : Le coefficient de corrélation "R" et l'erreur moyenne des carrés "MSE".

La performance du modèle est aussi déterminée graphiquement par l'alignement du nuage de points autour de la courbe $y = x$ (droite linéaire à 45°) entre les valeurs observées et estimées.

3.2.8 APPLICATION DU MODELE DE RNA (ou ANN)

Pour notre étude, pour estimer les coefficients liant le débit à la hauteur dans la station hydrométrique (Log (a) et b de chaque station hydrométrique), nous avons utilisé à l'entrée du réseau (vecteurs d'entrée) les caractéristiques morphométriques et hydroclimatiques de chaque station hydrométrique (la surface drainée par la station (SUP), le périmètre (PER), l'indice de compacité de Gravelius (K_G), la longueur (LON) et la largeur (LAR) du rectangle équivalent, la longueur du cours d'eau principal (LOG), la densité de drainage (D), l'altitude moyenne (ALT), l'indice de pente de Roche (I_p), le temps de concentration (T_c), le coefficient d'écoulement (C_e) et le paramètre d'entropie (M)). En conséquence, la sortie du réseau est représentée par la valeur de b et Log(a).

Dans notre étude, la dimension du vecteur d'entrée est grand (12 caractéristiques), mais les composantes des vecteurs d'entrées sont fortement corrélées. Il est utile dans ce cas de réduire la dimension des vecteurs d'entrée. L'analyse en composantes principales reste la procédure efficace pour effectuer cette opération. Cette technique a trois effets : transformer les vecteurs d'entrée à des composantes principales orthogonales (non corrélatives les unes avec les autres), sa variance est progressivement décroissante, et elle élimine les composantes qui contribuent faiblement à la variation de l'ensemble de données.

Il est à noter, que nous standardisons d'abord les vecteurs d'entrée, donc les données sont centrées et réduites. C'est un procédé courant pour faire une ACP. Ensuite, les composantes qui contribuent moins de 3% à toute la variation de l'ensemble de données sont éliminées.

La matrice de transformation contient les vecteurs d'entrée transformés, donc la structure du modèle RNA peut être représentée par la forme suivante :

$$\{b\} = \text{ANN} [Cp1, Cp2, \dots, Cpn]$$

$$\{\text{Log}A\} = \text{ANN} [Cp1, Cp2, \dots, Cpn]$$

La matrice de transformation des composantes principales doit être employée pour transformer toutes les futures entrées qui sont appliquées au réseau.

Le modèle neuronal testé s'appuie sur un apprentissage de type supervisé, l'algorithme de backpropagation est celui de Levenberg-Marquardt (LM), qui possède une meilleure robustesse vis-à-vis de l'initialisation aléatoire des paramètres des réseaux, et assure la meilleure convergence vers un minimum de l'erreur quadratique, pour les problèmes d'approximation des fonctions (ou régression) où le nombre des poids du réseau est restreint. Quand le nombre de poids augmente l'efficacité de l'algorithme LM diminue, car la taille de la matrice Hessian augmente et nécessite une très grande place dans la mémoire (Touzet, 1992).

Pour pouvoir optimiser et affiner le modèle à retenir, nous avons fait varier le nombre de neurone et les fonctions de transfert dans la couche cachée.

Le réseau de neurones retenu dans notre étude est un réseau à trois couches (Fig.VI.4) : une couche d'entrée qui reçoit les données source que l'on veut utiliser pour l'analyse (5 composantes principales), une seule couche cachée constituée par l'ensemble de neurones des sorties de la couche d'entrée avec la fonction de transfert sigmoïde (TanSig) et par cinq (05) neurones de sortie, et une couche de sortie d'un neurone qui donne le résultat obtenu après compilation par le réseau des données entrant dans la première couche avec une fonction de transfert linéaire (Pureline). Le programme de cette approche dans le logiciel Matlab est rappelé en annexe VI.1.

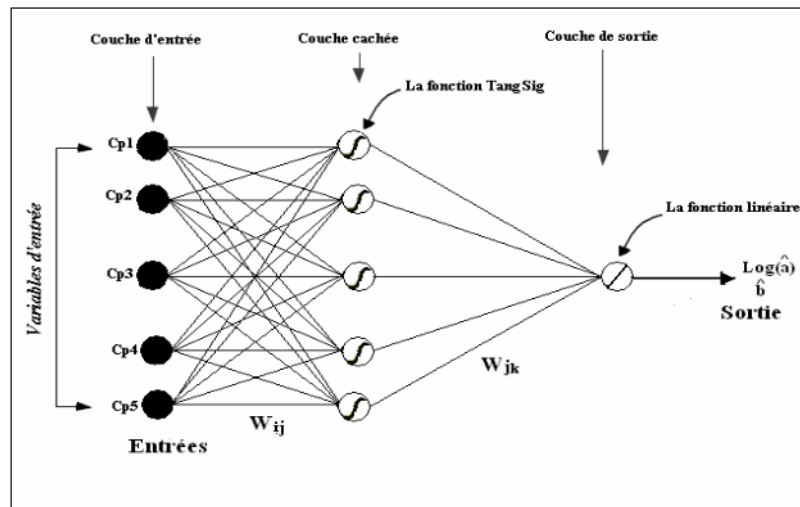


Figure VI.4 : Architecture du modèle RNA.

3.2.9 Résultats et discussions

La base de données a été subdivisée en trois ensembles : un pour le calage du modèle (l'apprentissage), un autre pour le test du modèle et le dernier pour la validation. En effet, le test a été effectué sur un ensemble de 4 stations hydrométriques, la validation sur un jeu de données n'ayant pas participé au calage du modèle (5 stations) et l'apprentissage étant réalisé sur l'ensemble des données restantes (9 stations).

Le nombre de neurones dans la couche cachée a été fixé à 5, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

Les paramètres statistiques pour le modèle (phase d'apprentissage, la phase de test et la phase de validation) sont donnés dans le tableau VI.4.

Tableau VI.4 : Paramètres statistiques du modèle de RNA

| | | MSE | R |
|------------|---------------|---------------------|------|
| Modèle RNA | B | $3.1 \cdot 10^{-7}$ | 0.96 |
| | Log(a) | 10^{-4} | 0.86 |

Les données simulées et observées forment un nuage de points situé autour de la droite linéaire ($y = x$) pour les différentes phases du modèle de RNA (Fig.VI.5 et 6). Les résultats obtenus montrent une très bonne concordance expliquée par un coefficient de corrélation élevé ($R=0.96$ pour le coefficient b et $R=0.86$ pour le $\log(a)$) pour les trois phases du modèle. Ce qui indique que ces résultats sont très satisfaisants.

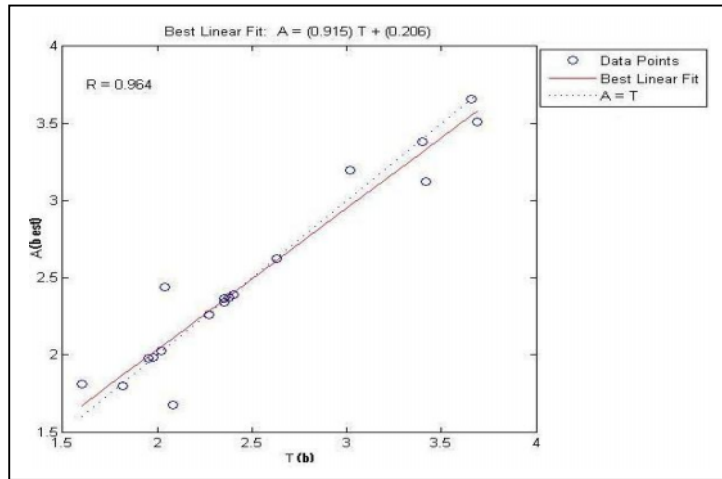


Figure VI.5 : Comparaison entre les coefficients (b) observés et les coefficients (b) simulés par le modèle de RNA

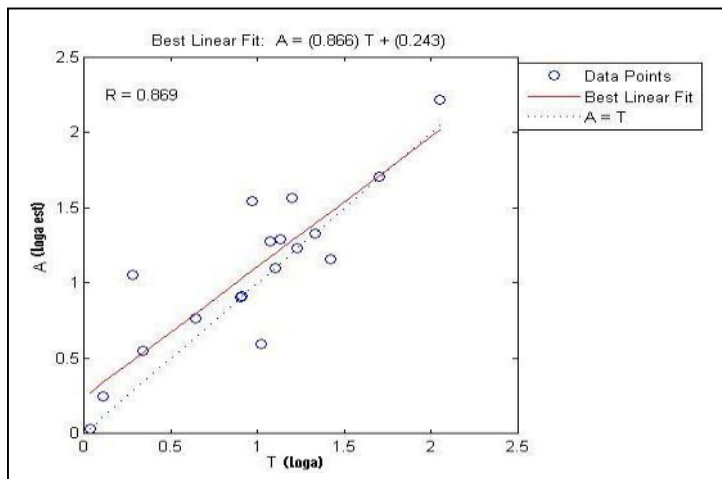


Figure VI.6 : Comparaison entre les coefficients (Log(a)) observés et les coefficients (Log(a)) simulés par le modèle de RNA

3.2.10 Qualité de prévision

La base de données a été divisée en trois phases : La phase d'apprentissage, la phase de test et la phase de validation. Pour répondre aux objectifs de cette stratégie adaptée à un échantillon d'effectif trop restreint (notre cas : 18 Stations), la méthode de Bootstrap a été utilisée pour la simulation des séries de taille suffisante à partir de l'échantillon initial (trop réduit), pour l'utiliser dans la phase de l'apprentissage et test afin de réduire la variance et améliorer la précision de la prévision.

3.2.10.1 La méthode de Bootstrap

Le bootstrap, proposé par (Efron, 1993) est une technique aujourd'hui très étudiée dans le cadre de l'inférence statistique, notamment aux problèmes pour lesquels les échantillons d'exemples sont de petite taille. C'est le cas notamment du calcul scientifique et de la simulation des systèmes complexes. À partir d'une base de calculs, des fonctions analytiques sont construites par régression ou interpolation, pour être utilisées en lieu et place de modules plus coûteux en temps de calcul.

La motivation du bootstrap (Efron, 1982 ; Efron et al, 1993) est d'approcher par simulation la distribution d'un estimateur lorsque l'on ne connaît pas la loi de l'échantillon ou, plus souvent lorsque l'on ne peut pas supposer qu'elle est gaussienne.

Le principe fondamental de cette technique de rééchantillonnage est de substituer, à la distribution de probabilité inconnue F , dont est issu l'échantillon d'apprentissage, la distribution empirique F_n qui donne un poids $1/n$ à chaque réalisation. Ainsi, on obtient un échantillon de taille n dit échantillon bootstrap selon la distribution empirique F_n par n tirages aléatoires avec remise parmi les n observations initiales.

Le bootstrap est l'approche qui permet d'automatiser la construction et l'apprentissage des réseaux de neurones (Dreyfus et al. 2002).

Pour notre cas 90 échantillons de bootstrap (caractéristiques des stations hydrométrique) sont simulés à partir des caractéristiques de 18 stations réelles. Le nombre d'échantillons, considéré comme étant des variables, a été choisi après plusieurs essais, de telle sorte que les réseaux établis soient optimisés et donnent les meilleurs résultats.

60 à 80% de cet ensemble de données est utilisé pour la phase d'apprentissage, 10 à 20% de données constituent la phase de test et les 10 à 20% de données restantes sont réservées pour la phase de validation (les stations réelles). La majeure partie des données est utilisée dans la phase d'apprentissage pour fournir des résultats très satisfaisants et adéquats.

3.2.10.2 Résultats et discussions

Le test a été effectué sur un ensemble de 21 stations hydrométriques, la validation sur un jeu de données n'ayant pas participées au calage du modèle (18 stations réelles) et l'apprentissage étant réalisé sur l'ensemble des données restantes (69 stations).

Le modèle le plus performant est obtenu pour un nombre de neurones de 6 dans la couche cachée et un neurone dans la couche de sortie, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE. Les paramètres statistiques pour le modèle (la phase d'apprentissage, la phase de test et la phase de validation) sont donnés dans le tableau VI.5.

Tableau VI.5 : Paramètres statistiques du modèle de RNA

| | | MSE | R |
|------------|---------------|---------------------|------|
| Modèle RNA | b | $2.2 \cdot 10^{-8}$ | 0.97 |
| | Log(a) | $1.3 \cdot 10^{-6}$ | 0.90 |

Les données simulées et observées forment un nuage de points situé autour de la droite ($y = x$) pour les différentes phases du modèle de RNA (Fig.VI.7 et 8). Les résultats obtenus montrent une très bonne concordance expliquée par un coefficient de corrélation élevé ($R=0.97$ pour le coefficient b et $R=0.86$ pour le $\log(a)$) pour les trois phases du modèle. Ce qui indique que ces résultats sont très satisfaisants.

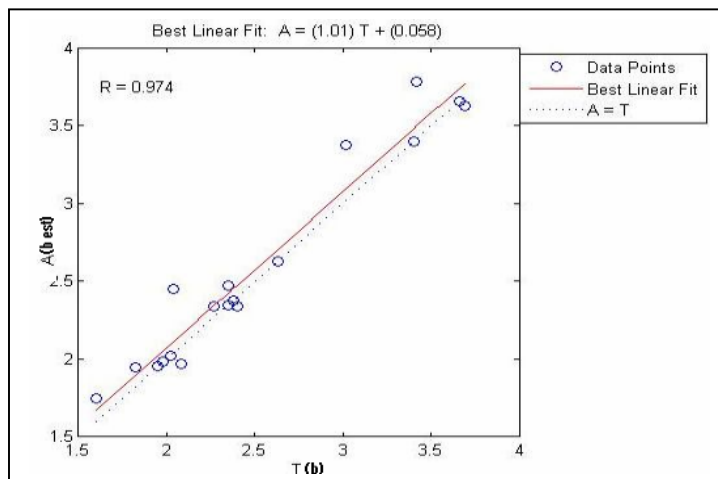


Figure VI.7 : Comparaison entre les coefficients (b) observés et les coefficients (b) simulés par le modèle de RNA

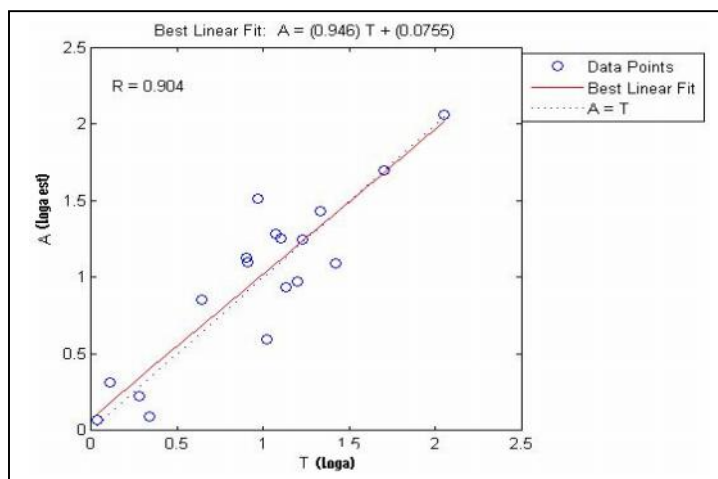


Figure VI.8 : Comparaison entre les coefficients (Log(a)) observés et les coefficients (Log(a)) simulés par le modèle de RNA

3.2.11 Comparaison avec le modèle de régression linéaire multiple

Le tableau VI.6 illustre la comparaison des **MSE** obtenus par les deux modèles de prévision RNA et RLM. Les **MSE** indiquent la meilleure performance et convergence du modèle de réseaux de neurones par rapport à la régression multiple.

Tableau VI.6 : Comparaison de **MSE** pour les modèles de RNA et RLM

| | Régression multiple | Réseaux de neurones | Réseaux de neurones avec bootstrap |
|---------------|---------------------|---------------------|------------------------------------|
| | MSE | | |
| b | 0.03 | $3.1 \cdot 10^{-7}$ | $2.2 \cdot 10^{-8}$ |
| Log(a) | 0.034 | 10^{-4} | $1.3 \cdot 10^{-6}$ |

La modélisation par les réseaux de neurones artificiels indique une bonne corrélation entre les valeurs observées et les valeurs estimées. Il en découle que le modèle de RNA possède un meilleur pouvoir prévisionnel en comparaison avec le modèle classique.

Conclusion

L'application du modèle des réseaux de neurones artificiels permet d'obtenir de bonnes prévisions des coefficients liant le débit à la hauteur dans la station hydrométrique. Ce qui explique la haute performance du modèle dans la simulation des courbes de tarage des oueds où les mesures sont rares ou inexistantes (absence des stations hydrométriques).

Par comparaison avec d'autres modèles plus classiques (RLM) appliqués sur le même jeu de données utilisées dans la méthode neuronale, les résultats obtenus indiquent que les modèles connexionnistes possèdent un meilleur pouvoir prévisionnel. Le recours à ces méthodes neuronales, plus complexes, constitue donc une alternative pleinement justifiée et privilégiée dans le domaine de la gestion prévisionnelle.

La statistique apportée par le bootstrap permet le contrôle automatique de l'arrêt de l'apprentissage et fournit une statistique robuste de l'erreur de prévision.

Le choix judicieux du vecteur d'entrée et de la taille du réseau constitue l'étape difficile dans la définition de l'architecture d'un RNA, mais le choix de la structure du réseau (type d'interconnexion entre les couches de neurones) reste plus facile à effectuer parce qu'il n'existe que deux formes principales de structures : la forme dite "feedforward" et la forme récursive avec "feedback".

La bonne corrélation trouvée entre les paramètres pris en considération par les deux approches montre qu'il y a une relation qu'on peut approfondir ultérieurement pour aménager les cours d'eau et les bassins versants correspondants pour faire face aux problèmes des courbes de tarage dans les cours d'eau non jaugés.

CONCLUSION GENERALE

Il apparaît clairement que les besoins en mesures du débit exprimés par les hydrologues et les hydrauliciens dépassent les capacités de l'hydrométrie opérationnelle classique. L'appareillage utilisé pour estimer le débit des rivières (moulinet, flotteur, ADCP, dilution, etc...) donne des mesures précises en des conditions limitées n'incluant pas les événements extrêmes que sont les crues et les étiages. De plus les procédures de mise en oeuvre de ces mesures sont lourdes et chères. Notre étude est adressée aux techniques permettant de répondre aux besoins cités ci-dessus, dans les oueds du Côtier Algérois. Quatre buts principaux ont été atteints : (1) modéliser les courbes "débit – hauteur" qui peuvent faciliter l'estimation des grands débits dans les oueds du Côtier Algérois ; (2) il a été démontré que les oueds du Côtier Algérois ont également la tendance d'établir et maintenir un rapport stable des vitesses moyennes et maximales, ce qui a permis d'appliquer la méthode de l'entropie ; (3) des modèles efficaces et utiles de mesures de débit en fonction des sections mouillées modélisé par la méthode de Chui ont été développés ; (4) on a généré une courbe de tarage en fonction seulement des caractéristiques hydroclimatiques et morphométriques des sous bassins drainés par les stations hydrométriques. Ce modèle aidera à recenser les débits dans les cours d'eau non jaugés. Pour atteindre ces objectifs, on a procédé à une analyse détaillée à savoir :

L'analyse des séries chronologiques de pluie montre une alternance de périodes sèches et de périodes humides et une décroissance forte des précipitations à partir de 1987 à 1997.

Le traitement statistique des séries chronologiques des débits montre que le régime d'écoulement des différents oueds du Côtier Algérois est très irrégulier. L'étude des débits des différents oueds a permis de caractériser le régime du ruissellement par la description de leur variation spatio-temporelle au cours des années d'observation à partir des différents coefficients à savoir : l'hydraulicité K_i , coefficient de variation C_v , ainsi que le coefficient d'immodération R .

Le calcul des bilans interannuels a fait ressortir la faiblesse du coefficient d'écoulement, pour l'ensemble des sous bassins, sachant que la lame d'eau écoulée annuelle est de 160 mm avec un déficit de 75%.

L'aboutissement logique d'une analyse de données est la modélisation. Pour ce faire, nous avons orienté cette partie en fonction de la disponibilité des données de débits et de la hauteur.

La relation liant le débit liquide à la hauteur pour nos stations hydrométriques est de type puissance de forme générale ($Q = a \cdot H^b$).

Les modèles instantanés (totalité des données) montrent que les valeurs des paramètres a et b varient peu d'une station à l'autre. Ces relations serviront, à convertir les chroniques de hauteurs (limnigrammes) en chroniques de débit instantané et par la suite l'évaluation des apports écoulés à chaque instant, la prévision de crues en estimant les bons débits et d'autre part à caler les études hydrauliques.

L'analyse des données de jaugeage des stations hydrométriques montre que le ratio des vitesses moyennes et maximales demeure constant et stable malgré le fait que le débit, le niveau d'eau et les concentrations en sédiment dans les oueds du Côtier Algérois varient dans une forte gamme. Ce rapport peut être employé pour faciliter l'évaluation de la vitesse moyenne dans les oueds du Côtier Algérois. La méthode s'applique plus simple que les méthodes conventionnelles et dans des écoulements élevés.

Un nouveau modèle de la section transversale du cours d'eau a été développé à la base de la profondeur maximale et la largeur au miroir. Cependant, le dépôt et l'érosion dans les oueds du Côtier Algérois sont répandus, les sections transversales du cours d'eau changent considérablement avec le débit et le temps, et la difficulté de jaugeage pendant les crues. Ce modèle peut être employé pour estimer la section d'écoulement.

Une méthode d'estimation du débit basée sur l'entropie a été développée indépendamment de l'irrégularité de la forme géométrique de la section du canal. Cette méthode réduit rigoureusement le temps et le coût de mesures dans les oueds du Côtier Algérois.

Des modèles d'estimation des débits ont été déduits en fonction de la profondeur maximale et de la largeur au miroir. L'extension de l'utilisation de ces modèles va sans doute permettre de remédier au manque enregistré dans la mesure des débits de crue, et de mieux estimer les débits liquide et solide véhiculés dans l'avenir.

L'étude multidimensionnelle à l'aide de l'analyse en composantes principales des données physiographiques permet de déterminer l'influence des caractéristiques physiques des bassins versants sur leur réponse hydrologique. L'ACP a mis en évidence les affinités entre les différents sous bassins versants (station hydrométrique), elle a permis de déduire les paramètres qui les caractérisent au mieux et de les rattacher à des groupes distincts. Les résultats de l'ACP ont permis le tracé des limites entre les différents ensembles physiques en regroupant les sous bassins versants appartenant à la même unité géomorphologique.

L'examen des caractéristiques physiques de ces bassins versants a montré que ce sont surtout les caractéristiques de dimension qui régissent la répartition statistique des sous bassins versants.

Après avoir déterminé les affinités par l'ACP, une autre analyse statistique a été appliquée pour mettre en évidence des relations susceptibles d'être appliquées à des régions ou des bassins versants où les mesures sont rares ou inexistantes. On a recherché un modèle le plus représentatif et le plus fiable des coefficients liant le débit à la hauteur (les coefficients a et b de chaque station) en fonction des caractéristiques morphométriques et hydroclimatiques de chaque station hydrométrique, basé sur deux techniques, la régression multiple et réseaux de neurones artificiels.

Le modèle de la régression multiple linéaire met en évidence la forte corrélation entre les coefficients a et b de chaque station (variable dépendante) et les divers paramètres morphométrique et hydroclimatique de chaque station hydrométrique étudiée (variables indépendantes ou explicatives). L'analyse des corrélations montre un coefficient de détermination linéaire R^2 de l'ordre de 0.92 et MSE égal à 0.03, pour le coefficient b, et R^2 égal à 0.87 et MSE égal à 0.0343, pour le coefficient $\text{Log}(a)$.

Le modèle de réseaux de neurones artificiels (RNA ou ANN) à rétropropagation est une méthode originale utilisée pour la prévision. Cette méthodologie de modélisation a donné des résultats tout à fait significatifs (MSE = $3.1 \cdot 10^{-7}$, pour le coefficient b et MSE = 10^{-4} , pour le coefficient $\text{log}(a)$).

Ce type de modèle pourrait être utilisé comme outil de prévision pour évaluer les risques d'inondation et donc pour tout aménagement hydraulique à l'échelle régionale (Côtier Algérois). Ce qui aboutit à un développement durable des ressources en eau et par la suite un grand intérêt socio-économique du pays.

Enfin, nous espérons, que cette étude fera l'objet d'autres travaux qui vont servir à :

- Étudier un autre paramètre qui peut être nécessaire pour estimer le débit d'écoulement plus exactement, puisque l'analyse et l'évaluation actuelles sont basées sur seulement la largeur au miroir "B" et la profondeur d'écoulement "D".
- Examiner la praticabilité des modèles débit - hauteur trouvés dans la pratique et améliorer leurs qualité de prévision, afin d'assurer un niveau de qualité maximal aux données hydrométriques.
- Explorer une méthode pour approfondir le modèle reliant les paramètres hydroclimatique et morphométrique aux coefficients a et b, afin de mieux comprendre la relation "débit hauteur" dans les cours d'eau naturels.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A

Achit M., 2002. Approche statistique d'évaluation du transport solide dans le bassin versant de l'oued Mina (Nord ouest algérien). Watmed, Tunisia. 10-13 oct. vol2, 894-899.

Allain Jegou, C., 2002. Végétation, écoulement, transport solide dans le lit des rivières. Etude de l'Isère dans le Grésivaudan. Ph. D. thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Ammari, A., Remini, B., 2008. Estimation des débits liquide des Oueds en se basant sur l'équation de Chiu. Watmed, LRS-Eau ENP, Algérie. 22- 24 mars.

Ancey, C., 2007. Notes de cours hydraulique, École Polytechnique Fédérale de Lausanne version 3.9.

Andre, H., 1976. Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris : Eyrolles, 259 p.

ANRH, 2007. Données pluviométriques et hydrométriques. Document interne. Blida.

Ardicioglu, M., Araujo, J.C., Senturk, A. I., 2005. Applicability of velocity distribution equations in rough-bed open-channel flow. La Houille blanche. n°4, p 73 - 79.

B

Barbetta, S., Melone, F., Moramarco, T., 2002. Sull'accuratezza dei metodi stima delle scale di deflusso. Editoriale Bios, Cosenza, Italy, p 150 - 157.

Barbetta, S., Brocca, L., Melone F., Moramarco, T., 2006. FLOODMED Monitoring, forecasting and best practices for FLOOD Mitigation and prevention in the CADSES region. FLOODMED PROJECT Action n°: 6.1, Flood Forecasting Issues for the Upper Tiber River Basin. Research Institute for Geo-Hydrological Protection (IRPI-CNR).

Barhuiya, A.K., Subhasish, D., 2004. Measurement of turbulent flow field at vertical semicircular cylinder attached to the sidewall of rectangular channel, Flow measurement and instrumentation, ELSEVIER, vol. 15, p. 87-96.

Beaulieu, C., Ouarda, Taha B. M. J., Seidou, O., 2007. Synthèse des techniques d'homogénéisation des séries climatiques et analyse d'applicabilité aux séries de précipitations, journal des Sciences Hydrologiques. IAHS, vol. 52, n° 1, p. 18-37.

Besse, P., 2006. Apprentissage statistique data mining. Inst. nat. des Sci. appl. de Toulouse, p. 53.

Bertail, P., Combris, P., 1997. Bootstrap généralisé d'un sondage, Annales d'économie et de statistique, N°46.

Bhattacharya, A., Solomatine, D. P., 2000. Application of artificial neural network in stage-discharge relationship. Proc. 4-th International Conference on Hydroinformatics, Iowa City, USA.

Bhattacharya, A., Solomatine, D. P., 2005. Application Neural networks and M5 model trees in modelling water level-discharge relationship, Neurocomputing. Elsevier, vol. 63, p. 381-396.

Birkhead, A.L., James, C.S., 1998. Synthesis of rating curves from local stage and remote discharge monitoring using nonlinear muskingum routing, journal of Hydrology. Elsevier, vol. 205, p. 52-65.

Bjerklie, D. M., 2004. Development of hydraulic relationships for estimating in bank river discharge using remotely sensed data. Ph. D. thesis. University of Alaska.

Bois P.H., 1980. Hydrologie générale. Inst. Polytech. Grenoble. p. 175-186.

Bravard, J.P., 1997. Les cours d'eau: dynamique du système fluvial, Armand Colin, Paris, p. 222-230.

Bois, P., 2000. Hydrologie Générale. INP Grenoble.

Bois, P., 2003. Hydraulique des écoulements en rivière - Hydrométrie. Technical report, INP Grenoble.

Bouanani, A., 2006. Hydrologie, transport solide et modélisation (étude de quelques sous bassins de la Tafna (NW – Algérie)). Thèse de Doctorat. Univ. de Tlemcen Algérie.

Bousmar, D., Zech, Y., 1999. Momentum transfert for practical flow computation in compound channels, journal of hydraulic engineering. ASCE, vol. 125, n° 7, p. 696–706.

C

Callede, J., Kosuth, P., 2001. Etablissement de la relation hauteur-débit de l'Amazone à Ôbidos: méthode de la dénivelée normale à "géométrie variable" Journal des Sciences Hydrologiques, vol. 46, n° 3.

Carr, A. E., 2006. Physics based simulations of hydrologic response and cumulative watershed effects. Ph. D. thesis. University of Stanford.

Chatila, J.G., 2003. Muskingum Method, extran and one-D for routing unsteady flows in open channels, Canadian water resources journal, vol. 28, n° 3.

Chen, Y. C., 1998. An efficient method of discharge measurement. Ph. D. thesis. University of Pittsburgh.

Chiu, C.L., Abidin Said, C.A., 1995. Maximum and mean velocities and entropy in open channel flow, Journal of hydraulic engineering, ASCE, vol. 121, n° 1, p. 26-35.

Chiu, C.L., Chen Y.C., 1999. Efficient methods of measuring discharges and reservoir sediment inflow, in: The international workshop of risk analysis in Dams safety assessment, Taipei, Taiwan, p. 97-116.

Chiu, C.L., Hsu, S.M., 2006. Probabilistic approach to modelling of velocity distributions in fluid flows, Journal of Hydrology. Elsevier, vol. 316, p. 28–42.

Chiu, C.L., 1987. Entropy and probability concepts in hydraulics, Journal of hydraulic engineering. ASCE, vol.133, n° 5, p. 583-600.

Chiu, C.L., 1988. Entropy and 2-D velocity distribution in open channels, Journal of hydraulic engineering. ASCE, vol. 114, n° 7, p. 738-756.

Chiu, C.L., 1989. Velocity distribution in open channel flow, Journal of hydraulic engineering, vol.115, n° 5, p.576-594.

Choo, T., 1998. An efficient method of discharge measurement in sandy rivers. Ph. D. thesis. University of Pittsburgh.

Coulibaly, P., Anctil, F., Bobée, B., 1999. Prévision hydrologique par réseaux de neurones artificiels : état de l'art, Can. J. Civ. Eng. CNRC Canada, vol. 26, p. 293–304.

CUNGE, J. A., Modèles mathématiques en hydraulique et en hydrologie. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C 180-1.

D

Dechemi, N., Benkaci, T., Issolah, A., 2003. Modélisation des débits mensuels par les modèles conceptuels et les systèmes neuro-flous Revue. Sciences. Eau 16 (4)- France, pp 407-424.

Degoutte, G., 2006. Aide mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

Demuth, H., Beale, M., 2004. Neural Network Toolbox User's Guide, MathWorks.Version4.

Hérault, L., 2002. Réseaux de neurones – Méthodologie et applications. Éditions Eyrolles. p. 168-175.

Dreyfus, G., Martinez, J. M., Samuelides, M., Gordon M. B., Badran, F., Thiria, S., Dingman, S. L., 1989. Probability distribution of velocity in natural channel cross sections, Water resources research, vol. 25, n° 3, p.509-518.

F

Fenton, J. D., 2001. Rating curves: Part-1 Correction for surface slope, Proc. Conf. on Hydraulics in Civil Engng, Hobart 28 –30 November, The Institution of Engineers, Australia.

Fenton, J. D., 2001. Rating Curves: Part-2 Representation and Approximation, Proc. Conf. on Hydraulics in Civil Engng, Hobart 28 –30 November, The Institution of Engineers, Australia.

Fenton, J. D., 2002. The application of numerical methods and mathematics to hydrography, Proc. of the 11th Australasian Hydrographic Conference, Sydney, 3-6.

Forray, N., 1998. Charte qualité de l'hydrométrie, code de bonnes pratiques. Ministère de l'environnement « France », 45 p, disponible sur le site du programme Medhycos, <http://medhycos.mpl.ird.fr/en/data/hyd/Charte/Charte-fr.pdf>

Franchini, M., Lamberti, P., 1994. A flood routing muskingum type simulation and forecasting model based on level data alone. Water Resources Research. vol. 30, n° 7, p. 2183–2196.

Franchini, M., Mascellani, G., 2003. Rating curve estimation from local levels and upstream discharges, Geophysical Research Abstracts. European Geophysical Society, vol. 5.

G

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Gouvernement General De L'algerie., 1939. Bulletin du service de la carte geologique de l'Algérie (Notice Explicatif), La Typo-Litho.

Guo, J., Julien, P. Y., 2008. Application of the Modified Log-Wake Law in Open-Channels, journal of applied fluid mechanics, vol. 1, n°. 2, p. 17-23.

H

Hans, P. D., 1997. Discharge estimation techniques for hydraulic efficiency testing. Master of Science thesis. Department of civil engineering university of Manitoba.

Hauet, A., 2006. Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Herschy, R.W., 2002. The uncertainty in a current meter measurement, Flow Measurement and Instrumentation. Vol. 13, p. 281–284.

Herschy, R.W., 1985. Streamflow measurement, Elsevier, London.

Hiez, G., 1977. L'homogénéité des données pluviométriques. ORSTOM, Paris, Cahiers Hydrologie, vol. 14 (2) : 129-172.

Hsu, S. M., 2004. Probability based simulation of 2-D velocity distribution and discharge estimation in open channel flow. Ph. D. thesis. University of Pittsburgh.

I

Inegliz S., 2002. Contribution à l'étude de la répartition spatiale de la précipitation dans la région centre de l'Algérie du Nord. Mémoire de Magister. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.

J

Jayaraman, K., 1996. Manuel de statistique pour la recherche forestière. Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture. Coopération hollandaise. Commission européenne. 49p.

Jean Howes, A. C., 2007. A methodology for low flow gauging at channel control station with seasonal vegetation effects. Master of Science thesis. University of Guelph.

Jia Y., Culver T. B., 2006. Bootstrapped artificial neural networks for synthetic flow generation with a small data sample, Journal of hydrology, ASCE, vol. 331, p. 580– 590

L

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

Le-Huy, H., 1998. Introduction à MATLAB et Simulink, Département de génie électrique et de génie informatique, université Laval Québec, Canada.

Leonard, J., Mietton, M., Najib, H., Gourbesville, P., 2000. Rating curve modelling with Manning's equation to manage instability and improve extrapolation, journal des sciences hydrologiques. Vol. 45, n° 5, p. 739-750.

Leray, P. Quelques types de réseaux de neurones La retropropagation, laboratoire Perception. Système. Information. Université et INSA de Rouen.

M

Mark, P.J., Douglas, Glen G., Henry, R. H., Slobodan P. S., 1996. A decision support system for the analysis and use of stage-discharge rating curves, Journal of Hydrology. Elsevier, vol. 184, p. 225-241.

Mezenner, N., 2008. Contribution a la gestion intégrée des ressources en eau dans le bassin versant côtier algérois. Mémoire de Magister. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.

Michel, K., Jaugeage de la station hydrométrique de Goldach (SG) en vue de l'implantation de la nouvelle station, office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), Berne, Suisse.

Moramarco, T., Ammari, A., Burnelli, A., Mirauda, D., Pascale, V., 2008. Addressing the flows monitoring in natural channels through the entropy theory, International Congress on Environmental Modelling and Software Society (iEMSs). Integrating Sciences and Information Technology for Environmental Assessment and Decision Making 4th Biennial Meeting of iEMSs. Sánchez-Marrè, M., Béjar, J., Comas, J., Rizzoli, A., and Guariso, G. (Eds.).

Moramarco, T., Barbetta, S., Melone F., Burnelli, A., 2006. FLOOMED Monitoring, forecasting and best practices for FLOOD Mitigation and prevention in the CADSES region. FLOODMED PROJECT Action n°: 2.1, Stream flow measurement methods and practical approaches for discharge assessment. Institute for Geo-Hydrological Protection, National Research Council, Perugia. Italy.

Moramarco, T., Lamberti, P., Melone F., Di Giammarco, P., 1999. Rating curve estimation using local stages, upstream discharge data and a simplified hydraulic model, Hydrology and Earth System Sciences, vol. 3, n° 4, p. 511-548.

Moramarco, T., Barbetta, S., Melone, F., Singh, V. P., 2005. Relating local stage and remote discharge with significant lateral inflow Journal of hydrologic engineering, ASCE, vol.10, n° 1, p.58-69.

Moramarco, T., Barbetta, S., Melone, F., 2006. A real-time stage Muskingum forecasting model for a site without rating curve, journal des Sciences Hydrologiques. IAHS, vol. 51, n° 1, p. 63-82.

Moramarco, T., Saltalippi, C., Singh, V.P., 2004. Estimation of mean velocity in natural channel based on Chiu's velocity distribution equation, journal of hydrology engineering. ASCE, vol. 9, n° 1, p. 42-50.

MORGENTHALER, S., 2001. Introduction à la statistique. Presses polytechniques et universitaire romandes, p. 206 - 225.

Mueses-Pérez, A., 2006. Generalized non-dimensional depth-discharge rating curves tested on Florida streamflow. Ph. D. thesis. University of Florida.

Mussy, A., Cours d'hydrologie générale. Lausanne : disponible sur le site du laboratoire d'hydrologie et d'aménagement de l'école polytechnique de Lausanne, <http://hydram.epfl.ch/e-drologie/>.

Musy, A., Higy, C., 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

N-P-R

Niadas, I.A., 2005. Regional flow duration curve estimation in small ungauged catchments using instantaneous flow measurements and a censored data approach, Journal of Hydrology. Elsevier B.V, vol. 314, p. 48-66.

Ning-Chien, T., 2001. Characteristics of velocity distribution in open channel flow and their applications. Ph. D. thesis. University of Pittsburgh.

Petersen-Øverleir, A., 2005. A hydraulics perspective on the power-law stage-discharge rating curve, Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE), Report no 5-05.

Riad, S., Mania, J., Bouchaou, L. et Najjar, Y., (2003). Modélisation de la relation pluie-débit par les réseaux de neurones artificiels (RNA ou ANN) : Application a un bassin versant en zone semi-aride (Maroc). Colloque international sur l'Hydrologie des régions méditerranéennes et semi-arides. Montpellier, France.

Riad, S., 2003. Typologie et analyse hydrologique des eaux superficielles à partir de quelques bassins versants représentatifs du Maroc. Thèse de Doctorat Univ. Sci. Et Tech. de Lille et Univ. Ibnou Zohr d'Agadir.

Remenieras, G., 1999. L'hydrologie de l'ingénieur. Collect. Div. Rech. Dev. Electr. France. Ed., Eyrolles. 269 p.

S-T-V

Sadeuk ben abbes, A., 2006. Prévion des crues dans le bassin versant de l'oued Makerra (région de Sidi Bel Abbas) Modèle De Muskingum et Modèle QDF. Mémoire de Magister. Cent.Univ. de Khemis Miliana Algérie.

Sahoo, G.B., Ray, C., 2006. Flow forecasting for a Hawaii stream using rating curves and neural networks, journal of Hydrology. Elsevier, vol. 317, p. 63-80.

Sarlak, N., Sorman, A. U. 2006. Evaluation and selection of stream flow network stations using entropy methods, Turkish J. Eng. Env. Sci. vol. 30, p. 91-100.

Schmidt, A.R., Yen, B.C., 2001. Stage-Discharge Relationship in Open Channels, in Proc. 3rd International Symposium on Environmental Hydraulics, Dec. 5-8, 2001, ed. by ISEH and IAHR.

Schmidt, A.R., 2002. Analysis of stage-discharge relations for open-channel flows and their associated uncertainties. Ph. D. thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign,

Sinnakaudan, S. K., Ab Ghani, A., Ahmad, M. S. S., Zakaria, N. A., 2006. Multiple linear regression model for total bed material load prediction, journal of hydraulic engineering. ASCE, vol. 132, n° 5, p.521-528.

Sinniger, R. O., Hager, W.H., 1988. Constructions hydrauliques, volume 15, Première édition, Presse polytechnique romande Lausanne.

Solomatine, D. P., Ostfeld, A., 2008. Data-driven modelling: some past experiences and new approaches, journal of Hydroinformatics. IWA, vol. 10, n° 1, p. 3-23.

Touaïbia.B., 2000. Erosion-Transport solide-Envasement des barrages. Cas du bassin versant de l'oued Mina. Thèse de doctorat d'état. INA. Algérie.

Vanoni, V. A., 1975. Sedimentation engineering. ASCE manuals and reports on engineering practice, ASCE, 1st ed., Vol. 54, NewYork.

Ven Te Chow., 1959. Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, ING, New York.

Verleysen, M., Lendasse, A., 2004. Le test des méthodes neuronales : comment utiliser les techniques de reechantillonnage ? ACSEG 2003 proceedings - Connectionist Approaches in Economics and Management Sciences Nantes (France), 20-21 November 2003, pp. 515-534

W-X-Y-Z

White, F. M. Fluid mechanics, McGraw-Hill, fourth edition, university of Rhode Island, p. 659-705.

Xia, R., 1997. Relation between mean and maximum velocities in a natural river, Journal of hydraulic engineering. ASCE, vol. 123, n° 8, p. 720-723.

Yen, B.C., Gonzalez-Castro, J.A., 2000. Open-Channel capacity determination using hydraulic performance graph, Journal of hydraulic engineering. ASCE, vol. 126, n°. 2, p. 112-122.

Yen B. C., 2002. Open Channel Flow Resistance, journal of hydraulic engineering. ASCE, vol. 128, n° 1, p. 20-39.