

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
Département d'Hydraulique  
Laboratoire LRS/EAU



**THESE DE MAGISTER EN HYDRAULIQUE**

Présentée par :  
Mer NEBBACHE NACER EDDINE  
Ingénieur en Génie Civil

**Titre :**  
**APPLICATION DES  
EQUATIONS DE SAINT  
VENANT A LA PREVISION  
DES CRUES  
APPLICATION AU BASSIN  
VERSANT DU SEBAOU**

Soutenu le 14 Décembre 2011 devant le jury :

<b>Président :</b>	<b>Mr A.KETTAB</b>	<b>Professeur</b>
<b>Rapporteur :</b>	<b>Mr M.BERKANI</b>	<b>M.A(A)</b>
<b>Examineurs :</b>	<b>Melle J/ARRAR</b>	<b>M.C(A)</b>
	<b>Melle S.BENMAMAR</b>	<b>M.C(A)</b>
	<b>Mme M.MORSLI</b>	<b>M.C(A)</b>

# APPLICATION DES EQUATIONS DE SAINT VENANT A LA PREVISION DES CRUES. CAS DU BASSIN VERSANT DU SEBAOU

## ملخص

لقد أضحت توقعات الفيضانات, انطلاقا من معطيات مستوى التدفق التاريخية, موضوع الساعة عبر مجموع القطر الجزائري. و قد تم استعمال ثلاثة نماذج على وادي سباعو (تيزي وزو) معتمدين بذلك على ستة من أخطر الفيضانات من فترة 1974-1985 كمصدر للمعطيات. نموذج "مسكنغوم" هو الذي أعطى أحسن النتائج.

## RESUME

La prévision des crues, à partir des débits historique, est une question d'actualité en ALGERIE. Notre étude consiste à tester trois modèles sur le bassin versant du Sebaou. Pour cela, six crues ont été choisies parmi les plus catastrophiques survenues entre 1974 et 1985.

Le modèle de Muskingum est celui qui donne les meilleurs résultats.

## ABSTRACT

Flood forecasting based on historical water levels and discharges has become a topic of the day in ALGERIA.

Three mathematical models for the forecasting of flood levels have been tested in order to study the Sebaou basin. So six floods have been selected between the most important floods from 1975 to 1985.

The best results are obtained with the Muskingum model.

## SOMMAIRE

introduction	1
Chapitre 1 : Prévision des crues	5
I : Prévision	5
1. Définition	5
2. Délai de prévision	5
3. Principe de la prévision	5
4. But de la prévision	6
5. Systèmes de prévision	6
II. Méthodes de prévision	8
1. Définition d'un modèle	8
2. Classement des méthodes de prévision	8
a. Méthodes élémentaires	9
b. Moyenne mobile	9
c. Lissage exponentiel	9
d. Modèle autorégressif de moyenne mobile	9
III. Prévision des débits de crue	10
Prédétermination des débits de crue selon plusieurs auteurs	11
Chapitre 2 : Modèles de prévision	14
I. Méthodes immédiates	15
1. Méthode d'extrapolation	15
a. Extrapolation linéaire	16
b. Extrapolation parabolique	16
c. Extrapolation à l'aide d'un polynôme de Newton de degré 3	16
d. Extrapolation d'ordre ( $\beta-1$ )	17
2. Polynôme de lissage	17
a. Formule de lissage linéaire	17
b. Formule de lissage parabolique	19
II. Méthodes à liaison spatiales	21
1. Méthodes de Muskingum	21
2. Application du modèle de Muskingum entre deux points	23

III. Fiabilité de la prévision	29
1. Distinction entre reconstitution et prévision	29
2. Information dans la prévision	29
3. Mise à jour des prévisions	30
4. Jugement d'un modèle de prévision	31
Chapitre 3 : Présentation du bassin versant du Sebaou	33
Caractéristiques du relief	36
altitudes	37
Les pentes	38
Caractéristiques hydrographiques	39
Caractéristiques climatiques	39
Chapitre 4 : Système de prévision	44
I. Le système de prévision et d'annonce de crue du Sebaou	52
1. Réseau de mesure	52
2. Réseau de transmission	52
3. Centre de prévision	53
II. Caractéristiques géomorphologiques	53
1. Crues extrêmes	53
2. Crues historiques	54
III. Critique des données	56
IV. Compétition entre les méthodes	60
V. Interprétation des résultats	60
conclusion	63

## INTRODUCTION

Aussi loin que l'on remonte dans le temps, on s'aperçoit que l'une des préoccupations majeures de l'homme a été de mettre en réserve, pour des périodes de sécheresse les eaux excédentaires des périodes humides, ceci par la construction de digues, retenues, et barrages.

Le pouvoir dévastateur des crues expose la population et les installations se trouvant sur le cheminement à des dommages voir à de véritables catastrophes.

Aussi, les pertes en vies humaines et les dégâts matériels causés par les inondations justifient bien l'importance de l'étude du problème des crues.

Les crues sont des accroissements notables du débit et donc généralement du niveau des cours d'eau qui peuvent entraîner des submersions ou inondations plus ou moins dommageable.

Certains hydrologues classent parmi les crues, les débits égaux ou supérieurs à un certain multiple du module annuel (3 à 5 fois) ; pour d'autres, la crue est un débit de fréquence ou de probabilité faible.

Une crue, phénomène hydrologique de base, est l'augmentation plus ou moins brutale du débit et par conséquent de la hauteur d'un cours d'eau.

En général, on distingue deux types de crues : les crues fluviales et les crues torrentielles même si le passage de l'une à l'autre se fait de façon continue. Les crues fluviales, souvent saisonnières, affectent les cours d'eau importants aux vastes bassins versants ; en général la montée des eaux y est lente. Les crues torrentielles ou rapides, subites, brutales, soudaines ou encore éclair affectent n'importe quelle partie du réseau hydrographique ; elles sont souvent dues à des pluies de caractère convectif très violentes et localisées ; elles sont caractérisées par une évolution très rapide, la montée des eaux étant très brutale. Le mot "crue pluviale" est parfois employé pour des crues torrentielles dues à une pluie très intense et localisée. On parlera de "crue simple ou élémentaire" pour une crue qui est le résultat d'un seul épisode pluvieux.

Pour les études d'ouvrages hydrotechniques, les crues sont caractérisées par les éléments suivants (classés par ordre de priorité) :

- Durée maximum instantané (ou à défaut le débit moyen journalier maximum)
- Durée de la crue
- Volume total écoulé
- Hydrogramme de la crue

La prédétermination consiste à ne pas se préoccuper principalement de la date des événements à venir, mais à rechercher la probabilité pour que des événements supérieurs à un seuil à venir se produisent au cours d'une année.

La deuxième manière consiste à définir comment évolueront dans un proche avenir les phénomènes en cours. Cette estimation est généralement statistique, et même à court terme, subsistent aléas et incertitudes. Cet objectif est celui du prévisionniste.

La prévision des crues est un problème aussi ancien que l'implantation des collectivités humaines dans les zones inondables, mais toujours d'actualité.

Les Babyloniens et les Egyptiens avaient déjà mis en place des échelles d'annonce de crue au 2<sup>ème</sup> millénaire avant l'ère chrétienne.

En France, dès le XV<sup>ème</sup> siècle, les crues furent annoncées vers l'aval par des messagers à cheval, puis au XIX<sup>ème</sup> siècle avec le télégraphe. Cette annonce se fait à partir de la connaissance des côtes observées à l'amont.

Depuis quelques années, avec les progrès technologiques, un grand intérêt a apparu pour la prévision et l'annonce des crues.

Le prévisionniste a recours généralement à des modèles hydrauliques particuliers appelés modèles de prévision. Ceux sont des relations entre des variables à expliquer (débit en un point aval d'un tronçon de rivière), et des variables explicatives (indicateurs dont on a collecté les valeurs à l'amont du tronçon considéré).

L'objectif de la prévision des crues est l'alerte des riverains (annonce des crues), et l'organisation de l'ensemble des mesures susceptibles de réduire l'importance des dommages des inondations.

Dans les pays de vieilles civilisations, il est souvent possible de connaître avec plus ou moins d'exactitude, les niveaux atteints par les plus grandes crues d'un passé, qui peut remonter à plusieurs siècles dans les régions habitées, mais se limite parfois à une ou deux décennies seulement, dans les zones moins hospitalières.

On recherchera à cet effet les repères officiels ou non sur les ouvrages d'art ou les bâtiments riverains, les hauteurs d'eau atteintes par le cours d'eau durant les crues

catastrophiques, on dépouillera alors les vieilles archives et les chroniques locales, enfin et surtout, on fera l'examen critique de toutes ces données de valeurs très inégales en les rattachant à des formules générales et en les comparant aux observations faites sur d'autres cours d'eau de la région d'étude.

Le débit de « la plus grande crue observée » ayant été ainsi plus ou moins évalué, on admettra pour celui de la crue maximum à craindre ce même chiffre multiplié par un coefficient de sécurité dont l'estimation demeure toujours subjective.

Il y a statistiquement peu de chances d'avoir observé sur la période récente des crues majeures, qui reviennent en moyenne une fois par siècle ou millénaires. Aussi, pour prévoir et prévenir ces événements, il faut remonter dans le temps, trois à quatre siècles en arrière et étudier les archives qui répertorient les inondations les plus importantes.

Lors d'une crue, les données historiques fournissent des informations sur les dommages constatés, la gestion de la crise, et parfois des données plus techniques sur la hauteur d'eau ou la géométrie de la rivière. Il est possible par ailleurs de faire appel à des paléohydrologues qui regardent à la loupe les sédiments et matières organiques des lits majeurs afin de dater les dépôts. A partir de l'étude de la forme historique du lit des rivières étudiées et d'un modèle hydraulique, les chercheurs ont reconstitué des chroniques de débit et évalué l'importance de chaque événement.

L'association entre l'hydrologue et l'historien dans la prévention des inondations est essentielle pour que les riverains des cours d'eau gardent en mémoire les risques. Les chercheurs proposent de mettre en valeur les données historiques dans une borne d'information. Elle devrait faire figurer la hauteur d'eau actuelle, celle des plus grosses crues et un petit historique des caprices de la rivière. Cette démarche va dans le sens de la nouvelle loi sur les risques qui prévoit de rendre obligatoire le marquage des inondations sur les bâtiments publics. Par ailleurs, l'ensemble des informations historiques recueillies peut aider à trouver des solutions de gestion des événements rares, notamment en optimisant les plans de secours et en déterminant avec davantage de précision le niveau des crues extrêmes.

Cette thèse est composée de cinq chapitres.

Dans le chapitre 1 nous parlerons de la prévision des crues ; nous détaillerons ensuite au chapitre 2 les modèles de prévisions des crues. Une présentation de la région d'étude sera présentée au chapitre 3.

Au chapitre 4, nous présenterons une critique de la donnée et nous interprétons les résultats obtenus ; et enfin nous terminerons par une conclusion.

## Chapitre 1

### Prévision des crues

L'hydrologie, une des sciences de l'environnement, connaît actuellement un développement important. Les problèmes liés au cycle de l'eau sont nombreux et font appel à la modélisation. L'étape ultime étant dans la prévision ; le recours à l'assimilation des données est indispensable.

Un système de prévision doit s'appuyer sur trois grands principes :

- **Mieux connaître** : c'est améliorer et développer le système de mesures sur terrain, ainsi que la bonne connaissance du fonctionnement hydrologique.
- **Mieux prévoir** : c'est améliorer le système de prévision et d'annonce de crue.
- **Agir efficacement** : c'est de donner les moyens et le temps d'effectuer dans les meilleures conditions les travaux nécessaires grâce notamment à une augmentation des délais de prévision.

#### I. PREVISION

##### 1. Définition

La prévision hydrologique est l'estimation (action et résultat) faite à une date donnée des caractéristiques d'un phénomène hydrologique à une date ultérieure bien définie.

##### 2. Délai de prévision

Le délai de prévision est défini comme étant l'intervalle de temps entre la date de prévision (celle du dernier indicateur collecté) et la date (ou échéance) de la variable prévue.

##### 3. Principe de la prévision

Prévoir une crue, revient à calculer, à l'instant (t), un débit ou une hauteur d'eau que l'on devrait observer à l'instant (t+d), à une station et ceci à partir d'observations enregistrées à des instants antérieurs (t-kd) avec k entier (k positif). Ces observations peuvent être à l'amont et éventuellement à l'aval du site où l'on fait la prévision. Plus le délai de prévision (d) est important, plus la contribution pour protéger les personnes et les biens sera efficace, et moins les calculs seront précis.

Il faudrait donc trouver un compromis satisfaisant au mieux toutes les contraintes (délai, fiabilité, précision). Ayant bénéficié du progrès des systèmes de collecte des données, elle est devenue indispensable à tout système destiné à la gestion des ouvrages, au contrôle de la pollution des rivières, et l'annonce des crues.

#### **4. But de la prévision**

La prévision a pour but de :

- Informer les collectivités locales en vue de permettre la mise en place d'un système d'alerte des populations et de leur évacuation éventuelle dans le cas échéant.
- Informer les responsables des ouvrages hydrauliques situés sur le cours d'eau (barrages, retenues colinéaires, digues) afin de coordonner les manœuvres dans le but de diminuer l'importance de la crue.
- Informer les services de navigation.
- Permettre d'adapter aux conditions hydrologiques de l'année, les réserves d'eau à maintenir en vue de satisfaire au mieux les besoins pour l'irrigation, l'industrie et l'AEP.

#### **5. Systèmes de prévision**

Les systèmes de prévision et d'annonce des crues se compose essentiellement de :

- Un réseau de stations de mesures hydrométriques qui relève des observations de débit de cours d'eau, d'intensité de la pluie, de la température, de l'ensoleillement, ...,

Ces données seront les outils de base du prévisionniste.

- Un système de transmission rapide qui achemine ces informations à un centre de calcul et ceci dans un court délai.
- Un ou plusieurs modèles mathématiques qui utilisent une ou plusieurs méthodes de calcul. Ces modèles sont un moyen nécessaire pour exploiter les informations obtenues et fournies au fur et à mesure du déroulement de la crue, des estimations de l'évolution à venir des niveaux d'eau donc des débits. Les modèles dépendent essentiellement des données qui leur sont fournies par les réseaux de mesure dont la conception est indissociable de l'analyse et la critique des données.

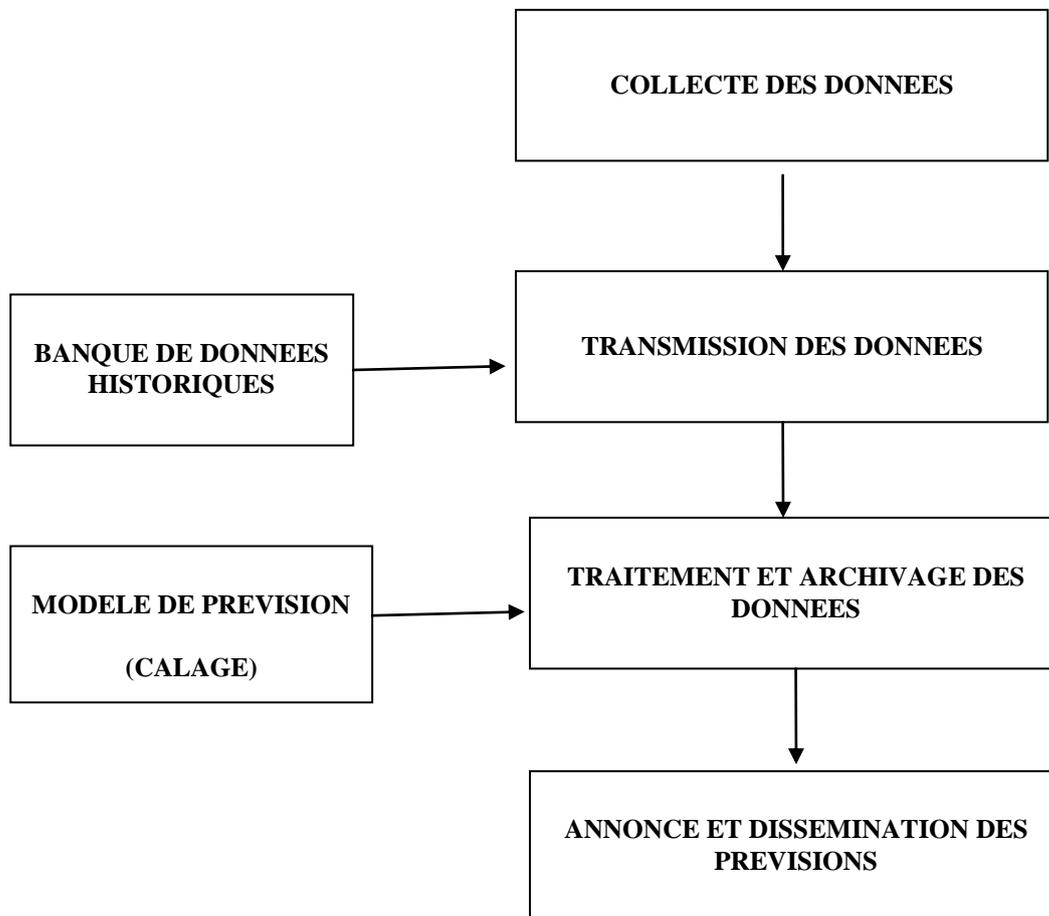


Figure 1 : système de prévision hydrologique

Un système de prévision techniquement valable sur un bassin versant a toujours besoin d'être révisé en permanence pour mieux tenir compte de la non stationnarité

des conditions d'écoulement liées aux aménagements ou modifications du lit des cours d'eau. Les nouveaux besoins de la prévision apparaissent, notamment sur le bassin versant où il faudra développer d'autres types de modèles. Le problème réside dans la disponibilité de la donnée adéquate pour un bon calage du modèle. La prévision hydrologique se heurte toujours à deux difficultés, à savoir :

- D'une part une insuffisance ou inadéquation d'observations pour ajuster convenablement le modèle de calcul.
- D'autre part, l'apparition de dérivées dans le temps de ses paramètres dues à la non stationnarité des conditions locales. Pour remédier à ce problème ou défaut, on asservit le modèle en le recalant en permanence, en fonction des écarts constatés entre prévision et observation.

## **II. METHODES DE PREVISION**

### **1. Définition d'un modèle**

Le modèle est un système constitué soit par un ensemble abstrait (équations, relations, opération), soit par un ensemble concret (modèle réduit, modèle analogique) , mais toujours conçu par l'homme afin de représenter tout ou une partie du comportement d'un système réel. Le modèle mathématique, à travers les ordinateurs constitue un outil de calcul puissant, permettant de résoudre par voie numérique tous les problèmes susceptibles d'être exprimés par des équations ou des lois empiriques. Les équations différentielles représentant l'évolution dans le temps et dans l'espace d'un écoulement donné sont remplacées par des équations aux différences finies. On choisit un pas de temps et un pas linéaire et on calcule numériquement, à l'aide de ces équations aux différences finies les valeurs des inconnues (hauteur d'eau, débit, etc....) ; les conditions aux limites étant connues.

### **2. Classement des méthodes de prévision**

Le classement des diverses méthodes de prévision existantes peut s'opérer selon plusieurs dimensions.

Beaucoup de ces classements sont axés sur la relation : par exemple la distinction entre méthodes statistiques et non statistiques ou bien entre méthodes chronologiques et méthodes causales ou encore entre méthodes quantitatives et méthodes qualitatives.

Une raison capitale de chercher à comprendre les diverses méthodes est que pour prévoir efficacement, il est nécessaire d'apparier les caractéristiques d'un évènement à celle d'une méthode appropriée.

Les méthodes de prévision dites d'analyse de séries chronologiques sont fondées, pour les plus usuelles sur la notion de pondération qu'on affecte à des observations récentes de l'évènement à prévoir.

On prend alors pour prévision, la somme pondérée des valeurs observées. Comme il existe un grand nombre de manières dans la détermination des diverses pondérations, ceci se répercute sur les différences entre ces méthodes. En ce sens, on pourra citer certaines méthodes utilisées dans la prévision.

### **a. Méthodes Élémentaires**

Parmi les plus simples méthodes chronologiques utilisées pour la prévision, on peut citer la valeur observée la plus récente.

Mais comme les séries chronologiques de beaucoup d'évènements à prévoir sont affectés de variables saisonnières, on prendra comme base de prévision la dernière valeur observée, en lui appliquant un coefficient saisonnier.

Il existe une application importante de ces méthodes élémentaires : on les utilise comme étalon de comparaison pour la précision avec d'autres méthodes.

### **b. Moyenne Mobile**

Lorsque le pas de prévision est relativement court, le facteur critique est généralement l'élément aléatoire.

Pour en minimiser l'influence, on peut calculer la moyenne de plusieurs observations antérieures ou bien d'en utiliser une seule (comme c'est le cas des méthodes élémentaires). Cette méthode permet de réduire l'aléa.

De plus, lorsque des nouvelles observations deviennent disponibles, elles peuvent être intégrées dans la moyenne, ce qui la rend mobile dans le temps.

### **c. Lissage Exponentiel**

Cette approche de la prévision chronologique est fort semblable à celle de la moyenne mobile mais n'utilise pas une série constante de pondération pour les N observations récentes.

On prend une série de pondérations décroissante exponentiellement de sorte que les valeurs les plus récentes reçoivent un poids plus élevé que les anciennes.

Pour cela, les seules données nécessaires sont :

- La pondération à appliquer à la plus récente.

- La dernière prévision.
- La dernière observation.

#### **d. Modèles autorégressifs de moyenne mobile**

Les plus sophistiquées des méthodes d'analyse de séries chronologiques sont connus sous le nom de modèles ARMA (Auto Regressive Moving Average).

Ces modèles utilisent un procédé différent de celui des modèles mentionnés ci dessus pour déterminer combien d'observations passées doivent être prises en compte pour le calcul de la prévision et quels pondérations on doit affecter à ces observations.

BOX et JENKINS ont mis au point un modèle de ce type. Il s'agit d'une série de règles permettant d'identifier le modèle ARMA le plus adéquat (c'est à dire déterminer le nombre d'observations à inclure dans le modèle et de spécifier les valeurs des paramètres qu'il convient d'appliquer).

Cette méthode fournit non seulement une prévision, mais aussi des informations statistiques sur celle ci.

Les modèles ARMA constituent une première extension des méthodes décrites auparavant entre plusieurs variables, et l'événement à prévoir.

Dans le passé, le développement des modèles mathématiques en hydrologie a fait appel aux méthodes statistiques classiques dans lesquelles les paramètres statistiques sont supposés constants et conservent leurs valeurs après qu'ils aient été déterminés à partir d'une série chronologique.

A part ces modèles statistiques, tous les autres modèles de propagation qui prétendent de reproduire d'une façon ou d'une autre la réalité physique du phénomène découlent des équations de Barre De Saint Venant.

### **III. PREVISION DES DEBITS DE CRUE**

Le calcul des risques de crues extrêmes a été un problème important pour l'aménagement d'une région compte tenu du développement local. Mais la notion même du risque ne semble guère se prêter à une définition objective car les hydrologues praticiens chargés des études de crues de projet associent souvent le danger posé aux riverains situés à l'aval de l'ouvrage en cas de rupture de ce dernier ou bien par l'apparition d'une crue dévastatrice.

Les approches utilisées dans les différents pays pour l'évaluation de la crue de projet peuvent être réparties en deux principales catégories englobant chacune différentes méthodes de calcul. La première approche consiste à maximiser des paramètres hydrométéorologiques sur le bassin versant pour se garantir contre les pires excès de la nature. La seconde approche consiste à attribuer et à calculer une probabilité aux crues extrêmes.

### **Prédétermination des débits de crues Selon différents Auteurs**

Dans la perspective de quantifier les débits de crue, plusieurs chercheurs se sont intéressés à ce domaine ; et l'on peut citer parmi ces auteurs :

- Barre De Saint Venant (1871), a établi deux équations aux dérivées partielles régissant les écoulements transitoires à surface libre qui sont :
  - L'équation de continuité qui exprime la conservation des volumes.
  - L'équation dynamique qui exprime le théorème de la quantité de mouvement.
- Bachet (1934) a mis au point une méthode graphique d'annonce de crues. Cette dernière a été reprise et informatisée par Miquel et Lebosse en 1985.
- Le modèle d'Hayami (1954) découlant d'une simplification des équations de Saint Venant permet de faire de la prévision de même que le modèle de MUSKINGUM établi par le corps des ingénieurs de l'armée US (1935). Notons que la modélisation dépend essentiellement des observations.
- Le modèle de Harley (1967), plus complexe que celui d'Hayami, s'obtient à partir des équations de Saint Venant pour un canal rectangulaire, suffisamment large afin de négliger les effets de berge, et sans apports latéraux. En supposant que l'on a un régime permanent, le modèle de Harley fournit de meilleures réponses, mais cependant plus lourd et exige de plus la connaissance préalable du nombre de Froude et du tirant d'eau de référence  $y_0$ , données difficiles à estimer avec précision.
- Le modèle de Sauer (1973) est basé sur une analogie avec les modèles pluie débit. En utilisant les propriétés de linéarité de la section, il est en mesure de déterminer la propagation de n'importe quel volume amont :

Il lui suffit de décomposer l'hydrogramme en A en volumes de durée élémentaire  $d$  et de propager ensuite chacun d'eux, l'hydrogramme final en B s'obtient par sommation des divers hydrogrammes élémentaires.

L'intérêt du modèle de Sauer est de prendre en compte les variations du temps de propagation avec le volume propagé. En effet, chaque volume entrant dans le bief est en effet propagé avec un temps dont l'estimation est basée sur la propagation du volume précédent.

- Le modèle de Keefer (1974) vise à résoudre l'une des principales difficultés des modèles linéaires, ceux-ci supposent que la célérité  $C$  et la diffusion  $D$  sont des constantes. Mais en fait,  $C$  et  $D$  dépendent de la distance  $x$  ( $x$  étant la distance séparant deux stations) et du débit  $Q$ . Cette dépendance en  $x$  peut être levée si l'on considère des tronçons suffisamment petits afin que  $C$  et  $D$  puissent être pris constants.
- D'après Miquel (1986), pour le choix de la méthode, il faut rechercher la meilleure méthodologie pour répondre à la question précise qu'est : Prévoir les débits en un point donné avec un délai donné en se fixant trois contraintes :
  - Economie de moyens, c'est à dire obtenir le résultat par le chemin le plus court avec l'outil le plus simple.
  - Optimiser le résultat : la formulation finale retenue est la meilleure possible selon les critères objectifs.
  - Garantir le résultat : la formulation finale est accompagnée par sa fourchette d'incertitudes.
- Corradini et Melone (1986), ont obtenu une précision raisonnable dans la prévision des crues par l'application d'un modèle simple basé sur un cadre caractérisé par un ensemble homogène d'unités spatiales pour représenter la variabilité spatiale de la pluie.

Les décisions de dimensionnement des ouvrages hydrauliques sont soumises aux risques liés à la nature fluctuante, aléatoire, de l'environnement hydrométéorologique.

Quelles que soient les caractéristiques de la crue référence choisies, on ne peut exclure l'éventualité future d'un dépassement de ces caractéristiques par celles d'une crue réelle et les conséquences dommageables qui peuvent en découler.

La prise en compte de débit maximum annuel (une donnée par an) réduit singulièrement l'information hygrométrique disponible.

En se fixant un seuil de débit  $Q_0$ , on peut sélectionner toutes les crues dont le débit  $Q_1$  dépasse ce seuil.

Ayant choisi une période de référence  $T$  (année ou saison homogène à l'intérieur de l'année), on étudie séparément :

- La loi de probabilité du nombre  $R$  de crues supérieures au seuil par saison

$$Prob(R = r) P_T$$

- La fonction de répartition  $K(q)$  de toutes les crues supérieures au seuil  $Q_0$

Avec des hypothèses d'indépendance qu'on peut assurer en choisissant le seuil convenable, on peut montrer que la loi de probabilité du débit maximum de la période  $T$  s'écrit de la manière suivante:

$$Prob(Q_m \leq q) = P_T K(q)r$$

La loi de Poisson est très souvent adéquate pour  $P_T$   $P_T = \exp(-T) \frac{T^r}{r!}$

En conclusion, pour faire une bonne prévision des débits de crue, il faudra disposer de la donnée antérieure fiable d'une part, et disposer d'un outil (modèle mathématique) adéquat d'autre part ; et enfin une relation logique entre la valeur réelle du débit et la valeur prévue de ce dernier.

## Chapitre 2

### MODELES DE PREVISION

Si le facteur averse est fondamental dans la genèse des crues, il n'est pas le seul, et dans une certaine mesure est subordonné aux caractéristiques du bassin que l'on peut prendre en compte selon deux méthodes :

- Une expérimentale consistant à étudier sur maquette le phénomène crue en différentes parties du bassin.
- L'autre mathématique, se fonde sur des équations empiriques où les principaux facteurs modifiant l'écoulement sont présentés par des paramètres.

Les équations les plus employées sont fondées sur la propagation des ondes et mettent en œuvre les deux équations de l'écoulement stationnaire de Barre De Saint Venant.

La première équation exprime la conservation des volumes (équation de continuité) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = - \frac{\partial S}{\partial t}$$

La deuxième équation exprime la conservation de la quantité de mouvement, c'est à dire l'équilibre qui existe à chaque instant entre l'accélération motrice d'une part et la résistance due aux pertes de charges et frottements d'autre part, c'est l'équilibre dynamique.

$$V \frac{\partial V}{\partial t} = - g \frac{\partial H}{\partial x} + g (I - J)$$

avec,

H : hauteur de la tranche d'eau, Q : débit, S : section mouillée, V : vitesse moyenne, g : accélération de la pesanteur et x : abscisse de la section mouillée.

Les modèles mathématiques sont étudiés par comparaison avec des crues réellement observées. Leur mise au point terminée, il devient possible d'étudier, en faisant varier les paramètres, le comportement des hauteurs d'eau, des débits, du lit, etc...

On classe les algorithmes de prévision de crue en deux catégories :

- a) Les méthodes immédiates qui ne font intervenir que l'information à la station où s'effectue la prévision.
- b) Les méthodes à liaison spatiales, faisant intervenir des observations et mesures des points extérieurs à la station où l'on veut effectuer la prévision.

## I. METHODES IMMEDIATES

### 1. Méthode d'extrapolation

L'extrapolation sera tout simplement sur les procédés d'approximation qui coïncide avec la fonction implicite représentant la réalité en un certain nombre de pôles qui sont ici les temps d'observation des niveaux (Thirriot, 1984). Pour les constructions des formules, on est parti de l'observation théorique de Thirriot et Habaieb (1986), qui, par des opérateurs des différences, nous avons construit l'algorithme d'extrapolation qui est le suivant :

principe : construire une fonction d'approximation.

données : débits  $Q$  aux  $\beta$  instants antérieurs.

$Q(t)$ ,  $Q(t-dt)$ ,  $Q(t-2dt)$ ,.....,  $Q(t-(\beta-1)dt)$  sont les débits antérieurs observés.

inconnue :  $Q(t+dt)$ .

- **Hypothèses de calcul**

$A$  : opérateur d'avancement défini de telle manière que :

$$AQ(t)=Q(t+dt) \quad (1)$$

$\nabla$  : Opérateur de différences arrières défini par :

$$\nabla Q(t)=Q(t)-Q(t-dt) \quad (2)$$

De l'équation (1), on peut écrire :  $AQ(t-dt) = Q(t)$

De l'équation (2), on peut écrire :  $\nabla Q(t) = Q(t) - Q(t-dt)$

$$\nabla Q(t) = AQ(t-dt) - Q(t-dt)$$

$$\nabla Q(t)=(A-1)Q(t-dt) \quad (3)$$

On multiplie chacun des membres de l'équation (3) par  $A^{-1}$

$$A^{-1}.\nabla Q(t)=A^{-1}(A-1)Q(t-dt)$$

$$A^{-1}.\nabla = \nabla.A^{-1} \text{ (opération commutative)}$$

$$\nabla \cdot A^{-1}Q(t) = (1-A^{-1})Q(t-dt)$$

d'où, l'on a l'expression suivante :

$$\nabla = (1-A^{-1})$$

de là, on déduit :

- $\nabla^2 = (1-A^{-1})^2$
- $\nabla^3 = (1-A^{-1})^3$
- $\nabla^n = (1-A^{-1})^n$

Si  $Q(t)$  est une fonction représentée par un polynôme d'ordre  $(\beta-1)$ , on a :

$$\nabla^\beta Q(t+dt) = 0$$

**a. Extrapolation linéaire**

Soit  $\beta = 2$ ,  $Q(t)$  est d'ordre 1,  $Q(t)$  étant le débit observé à une station.

$$2Q(t+dt) - (1-A^{-1})^2 Q(t+dt) = 0$$

$$Q(t+dt) - 2A^{-1}Q(t+dt) + A^{-2}Q(t+dt) = 0$$

$$Q(t+dt) = 2A^{-1}Q(t+dt) - A^{-2}Q(t+dt)$$

$$A^{-1}Q(t+dt) = Q(t)$$

$$A^{-2}Q(t+dt) = A^{-1}Q(t) = Q(t-dt)$$

$$\text{Donc } Q(t+dt) = 2Q(t) - Q(t-dt)$$

On aboutit ainsi au résultat de l'extrapolation linéaire où le débit calculé à l'instant  $(t+dt)$  dépend des débits observés aux instants  $t$  et  $(t-dt)$ .

**b. Extrapolation parabolique**

Soit  $\beta = 3$ ;  $Q(t)$  est d'ordre 2

$$\nabla^3 Q(t+dt) = (1-A^{-1})^3 Q(t+dt) = 0$$

$$Q(t+dt) - 3A^{-1}Q(t+dt) + 3A^{-2}Q(t+dt) - A^{-3}Q(t+dt) = 0$$

$$Q(t+dt) = 3Q(t) - 3Q(t-dt) + Q(t-2dt)$$

**c. Extrapolation à l'aide d'un polynôme de Newton de degré 3**

Soit  $\beta = 4$ ;  $Q(t)$  est d'ordre 3

$$\nabla^4 Q(t+dt) = (1 - 4A^{-1} + 6A^{-2} - 4A^{-3} - A^{-4})Q(t+dt) = 0$$

$$Q(t+dt) = 4Q(t) + 6Q(t-dt) - 4Q(t-2dt) + Q(t-3dt)$$

Le débit calculé à l'instant  $(t+dt)$  dépend des débits observés aux instants  $t$ ,  $(t-dt)$ ,  $(t-2dt)$ ,  $(t-3dt)$ .

#### **d. Extrapolation d'ordre $(\beta - 1)$**

Pour  $Q(t)$  d'ordre  $(\beta-1)$ , on a :

$$\nabla^\beta Q(t + dt) = 0$$

$$Q(t + dt) = \beta Q(t) - \frac{\beta(\beta-1)}{2} Q(t-dt) + \dots + (-1)^k C_\beta^k Q(t + dt - Kdt) + \dots + (-1)^\beta Q(t - (\beta-1)dt)$$

Cette dernière représente la fonction d'interpolation donnant  $Q(t+dt)$  en fonction des  $\beta$  valeurs précédentes  $Q(t - kdt)$ ,  $k = 1, (\beta - 1)$

## **2. Polynôme de lissage**

L'algorithme d'interpolation étant très sensible aux erreurs aléatoires, il est commode pour y remédier, d'utiliser les techniques de lissage.

Par la méthode des moindres carrés habituelle, on détermine les coefficients du polynôme d'approximation (Thirriot, 1984), on construit les polynômes particuliers donnant plus de poids à la dernière observation disponible au temps  $t$ . Ceci pouvant aller jusqu'à imposer la coïncidence entre observation et approximation à ce temps  $t$  c'est ce que nous appelons formule à pivot.

Le lissage consiste à utiliser une fonction d'approximation qui ait moins de degrés de liberté qu'on ne considère de pôle (ou date d'observation) en faisant intervenir des conditions de régularité qui lissent l'approximation.

Le graphe d'approximation passe au plus près des points observés sans forcément coïncider à la différence de la fonction d'interpolation.

#### **a. Formule de lissage linéaire**

Soit l'approximation linéaire  $W = C_0 + C_1 u$  approximation de :  $W = C_0 + C_1 u + \varepsilon$

$\varepsilon$  : Résidu ou bruit blanc

Nous calculerons les coefficients  $C_i$  par la méthode des moindres carrés dont le principe est de minimiser l'expression :

$$\sum (\varepsilon_i)^2$$

Les coefficients sont calculés de manière à minimiser l'expression :

$$\sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)]^2$$

Ce qui nous donne le système :  $S = \sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)]^2$

$$\frac{\partial S}{\partial C_0} = 2 \sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)](-1)$$

$$\frac{\partial S}{\partial C_1} = 2 \sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)](-u_i)$$

$$\sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)]^2$$

**Soit :**  $\sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)](u_i) = 0$

$$\sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)] = \sum W_i - [\beta C_0 + C_1 \sum u_i] = 0$$

$$\sum [W_i - (C_0 + C_1 u_i)](u_i) = \sum u_i W_i - [C_0 \sum u_i + C_1 \sum u_i^2] = 0$$

Ou encore sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} \beta-1 & \\ \beta & \sum u_i \\ \beta-1 & \beta-1 \\ \sum u_i & \sum u_i^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_0 \\ C_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \beta-1 \\ \sum W_i \\ \beta-1 \\ \sum u_i W_i \end{pmatrix}$$

$C_0$  et  $C_1$  étant les inconnues du système.

➤ **Lissage linéaire à deux points de base ( $\beta = 2$ )**

$$\begin{pmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_0 \\ C_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} W_0 + W_1 \\ W_1 \end{pmatrix}$$

ce qui nous donne :

$$W'_1 = C_0 + C_1 u_i = W_0 + (W_1 - W_0) u_i$$

$$W'_{-1} = W_0 + (W_1 - W_0) u_{-1}$$

avec,  $u_{-1} = -1$  et  $W'_{-1} = Q(t+dt)$

D'autre part, on a :

$$W'_i = Q(t+idt) ; W'_0 = Q(t) \text{ et } W_1 = Q(t-dt)$$

d'où, l'on a :  $Q(t+dt) = 2Q(t) - Q(t-dt)$

➤ **Lissage linéaire à trois points de base ( $\beta = 3$ )**

$$\begin{pmatrix} 3 & 3 \\ 3 & 5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_0 \\ C_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} W_0 + W_1 + W_2 \\ W_1 + 2W_2 \end{pmatrix}$$

$$C_0 = \frac{1}{6} (5W_0 + 2W_1 - W_2)$$

$$C_1 = \frac{1}{2} (W_2 - W_0)$$

L'extrapolation en  $i = -1$  est :

$$W'_i = C_0 + C_1 u_i = \frac{1}{2} (5W_0 + 2W_1 - W_2) + \frac{1}{6} (W_2 - W_0) u_i$$

$$W'_{-1} = Q(t-dt)$$

$$W'_{-1} = \frac{1}{6} (5W_0 + 2W_1 - W_2) + \frac{1}{2} (W_2 - W_0) u_i$$

$$W'_i = \frac{1}{3} (4W_0 + W_1 - 2W_2)$$

avec,  $W_i = Q(t+idt)$

d'où, l'on a l'expression suivante :

$$Q(t+dt) = \frac{1}{3} (4Q(t) + Q(t-dt) - 2Q(t-2dt))$$

### **b. Formule de lissage parabolique**

Soit l'approximation parabolique  $W' = d_0 + d_1 u + d_2 u^2$  et  $W = d_0 + d_1 u + d_2 u^2 + \varepsilon$

De la même manière que précédemment, les coefficients  $d_i$  seront calculés par la méthode des moindres carrés.

$$\beta - 1$$

$$S = \sum_{i=1}^{\beta-1} [W_i - (d_0 + d_1 u_i + d_2 u_i^2)]^2$$

$$i=1$$

$$\frac{\partial S}{\partial d_0} = -2 \sum [W_i - (d_0 + d_1 u_i + d_2 u_i^2)] = 0$$

$$\frac{\partial S}{\partial d_1} = -2 \sum [W_i - (d_0 + d_1 u_i + d_2 u_i^2)] u_i = 0$$

$$\frac{\partial S}{\partial d_2} = -2 \sum [W_i - (d_0 + d_1 u_i + d_2 u_i^2)] u_i^2 = 0$$

$$\frac{\partial S}{\partial d_1} = -2 \sum [W_i - (d_0 + d_1 u_i + d_2 u_i^2)] u_i = 0$$

$$\frac{\partial S}{\partial d_2} = -2 \sum [W_i - (d_0 + d_1 u_i + d_2 u_i^2)] u_i^2 = 0$$

d'où, l'on obtient la matrice suivante :

$$\begin{bmatrix} \beta & \sum u_i & \sum u_i^2 \\ \sum u_i & \sum u_i^2 & \sum u_i^3 \\ \sum u_i^2 & \sum u_i^3 & \sum u_i^4 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d_0 \\ d_1 \\ d_2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sum W_i \\ \sum u_i W_i \\ \sum u_i^2 W_i \end{bmatrix}$$

### c. Lissage linéaire à quatre points de base ( $\beta = 4$ )

On a alors le système suivant :

$$\begin{bmatrix} 4 & 6 & 14 \\ 6 & 14 & 36 \\ 14 & 36 & 98 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d_0 \\ d_1 \\ d_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} W_0 + W_1 + W_2 + W_3 \\ W_1 + 2W_2 + 3W_3 \\ W_1 + 4W_2 + 9W_3 \end{pmatrix}$$

On obtient alors :

$$Q(t + dt) = \frac{1}{4} [9Q(t) - 3Q(t - dt) - 5Q(t - 2dt) + 3Q(t - 3dt)]$$

## II. METHODES A LIAISON SPATIALES

### I. Méthode de Muskingum

La méthode dite de Muskingum fut développée par Mc Carthy du corps des ingénieurs de l'US Army dans des projets de contrôle des crues de la rivière Muskingum dans le bassin de l'ohio en 1934-35.

Cette méthode s'inscrit dans les méthodes de calcul dites à coefficients. Elle met en évidence une relation entre les quantités (hauteur, débit) entrant et sortant dans un tronçon d'une part, et le volume emmagasiné dans le dit tronçon d'autre part.

Le but de cette méthode est de simuler ce qui aurait été la prévision des débits à partir de certains temps initiaux. Le problème est de calculer l'hydrogramme de la crue à l'aval avec un délai de prévision à partir des débits observés à l'amont et à l'aval.

La comparaison des débits calculés avec des débits observés permet le réglage des fonctions du modèle de propagation.

### Hypothèses

On admet que les caractéristiques de l'écoulement changent peu dans tout le tronçon (faible variation de la forme du lit, de la pente de charge, de la pente du lit ...).

On suppose que la qualité du liquide contenu à l'intérieur de l'élément de rivière est une fonction linéaire du débit d'entrée  $Q_a$  (amont) et de sortie  $Q_v$  (aval).

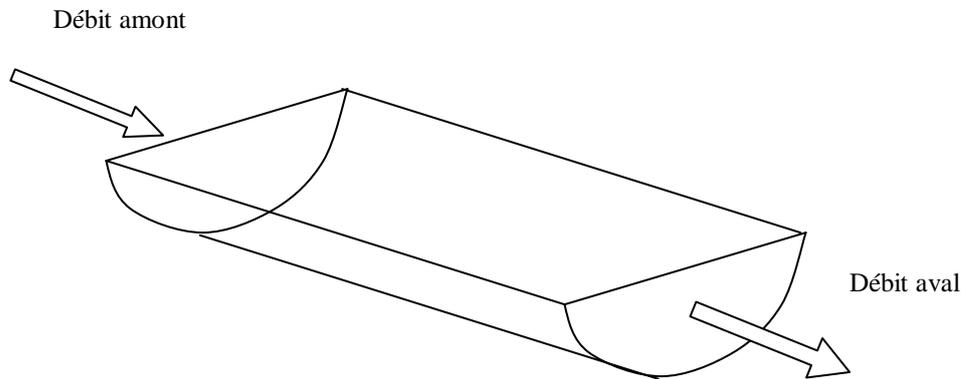


Figure 2.1 : schéma d'un élément de rivière.....

La méthode de Muskingum est basée uniquement sur l'équation de continuité de Saint Venant (l'équation dynamique étant négligée), on a :

$$\text{L'équation de continuité : } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q$$

$$\text{Equation dynamique négligée : } I = J = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{\frac{4}{3}}}$$

Où,

$I$  : pente de fond du bief,

$J$  : pente hydraulique,

$K$  : coefficient de Strickler,

$S$  : section mouillée,

$R_h$  : rayon hydraulique.

$$I = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{\frac{4}{3}}} \Rightarrow S = \frac{Q}{K \sqrt{I R_h^{\frac{4}{3}}}}$$

$$\frac{\partial S^2}{\partial t} = 2S \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{2Q \partial S}{K^2 R_h^{\frac{4}{3}} I \partial t}$$

$$\frac{\partial S^2}{\partial t} = \frac{\partial Q}{K \sqrt{IR_h^{\frac{4}{3}} \partial t}} = \frac{\partial Q}{C(Q) \partial t}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = C(Q) \frac{\partial q}{\partial x} = C(Q) \cdot q$$

avec,  $C(Q) = K \sqrt{IR_h^{\frac{4}{3}}}$

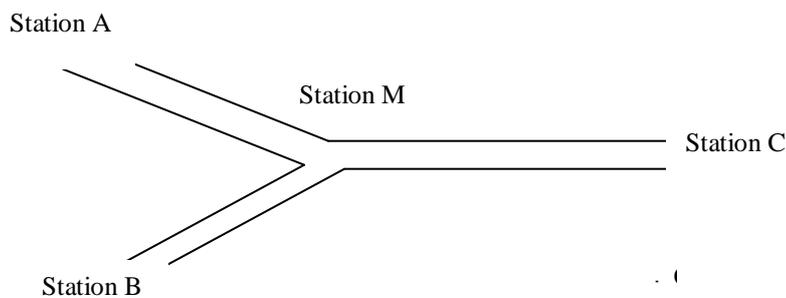
## II. Application du modèle de Muskingum entre deux points.

Soient A et B deux stations hydrométriques successives sur un cours d'eau. Le modèle s'écrit de la manière suivante :

$$Q_B(t+dt) = a_1 Q_A(t) + a_2 Q_B(t) + a_3 Q_A(t+dt)$$

La station A étant située à l'amont du bief considéré et la station B est située à l'aval et dont on veut quantifier le débit à l'instant (t+dt) ; dt étant le pas de temps en heures.

Soit le schéma suivant :



$$\text{Entre A et M : } Q_M(t+dt) = a_1 Q_A(t) + a_2 Q_M(t) + a_3 Q_A(t+dt) \quad (1)$$

$$\text{Entre B et M : } Q_M(t+dt) = b_1 Q_B(t) + b_2 Q_M(t) + b_3 Q_B(t+dt) \quad (2)$$

$$\text{Entre Met C : } Q_M(t+dt) = c_1 Q_C(t) + c_2 Q_M(t) + c_3 Q_C(t+dt) \quad (3)$$

**Problème** : décrire  $Q_C$  en fonction de  $Q_A$  et  $Q_B$

Des équations (1) et (2), nous obtenons les équations suivantes :

$$b_2 Q_M(t+dt) = b_2 a_1 Q_A(t) + b_2 a_2 Q_M(t) + b_2 a_3 Q_A(t+dt) \quad (4)$$

$$a_2 Q_M(t+dt) = a_2 b_1 Q_B(t) + a_2 b_2 Q_M(t) + a_2 b_3 Q_B(t+dt) \quad (5)$$

Des équations (4) et (5) nous avons :

$$(b_2 - a_2) Q_M(t+dt) = [b_2 a_1 Q_A(t) + b_2 a_3 Q_A(t+dt)] - [a_2 b_1 Q_B(t) + a_2 b_3 Q_B(t+dt)] \quad (6)$$

Des équations (1) et (2) nous avons :

$$(a_2 - b_2)Q_M(t) = [a_1 Q_A(t) + a_3 Q_A(t+dt)] - [b_1 Q_B(t) + b_3 Q_B(t+dt)] \quad (7)$$

Remplaçons dans l'équation (3),  $Q_M(t)$  et  $Q_M(t+dt)$  par leurs expressions obtenues en fonction de  $Q_A(t)$ ,  $Q_A(t+dt)$ ,  $Q_B(t)$  et  $Q_B(t+dt)$ . Nous obtenons alors l'expression de  $Q_C(t+dt)$  en fonction de  $Q_C(t)$ ,  $Q_A(t)$ ,  $Q_A(t+dt)$ ,  $Q_B(t)$  et  $Q_B(t+dt)$ .

$$Q_C(t+dt) = c_1 \left\{ \frac{[b_1 Q_B(t) + b_3 Q_B(t+dt)] - [a_1 Q_A(t) + a_3 Q_A(t+dt)]}{a_2 - b_2} \right\} + c_2 Q_C(t) + c_3 \left\{ \frac{[b_2 a_1 Q_A(t) + b_2 a_3 Q_A(t+dt)] - [a_2 b_1 Q_B(t) + a_2 b_3 Q_B(t+dt)]}{b_2 - a_2} \right\} \quad (8)$$

$$Q_C(t+dt) = d_1 Q_A(t) + d_2 Q_A(t+dt) + d_3 Q_B(t) + d_4 Q_B(t+dt) + d_5 Q_C(t) Q_B(t)$$

Avec,  $d_5 = c_2$

$$d_1 = \frac{c_1 a_1}{b_2 - a_2} + \frac{c_3 a_1 b_2}{b_2 - a_2} = \frac{c_1 a_1 + c_3 a_1 b_2}{b_2 - a_2}$$

$$d_2 = \frac{c_1 a_3}{b_2 - a_2} + \frac{c_3 a_3 b_2}{b_2 - a_2} = \frac{c_1 a_3 + c_3 a_3 b_2}{b_2 - a_2}$$

$$d_3 = \frac{c_1 b_1}{a_2 - b_2} + \frac{c_3 a_2 b_1}{a_2 - b_2} = \frac{c_1 b_1 + c_3 a_2 b_1}{a_2 - b_2}$$

$$d_4 = \frac{c_1 b_3}{a_2 - b_2} + \frac{c_3 a_2 b_3}{a_2 - b_2} = \frac{c_1 b_3 + c_3 a_2 b_3}{a_2 - b_2}$$

Les coefficients  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $c_i$ , et  $d_i$  seront déterminés par intercorrélogrammes si l'on fait de la reconstitution et par moindres carrés si l'on fait de la prévision. Pour notre cas, la méthode des moindres carrés sera utilisée.

Sur le bief étudié, on suppose que l'écoulement est permanent et l'on peut écrire :

$$\sum \text{Coefficients} = 1$$

Donc la connaissance de (n-1) paramètres définit parfaitement notre modèle.

On peut donc écrire en posant pour une crue :

$$t_2 - t_1 = N\Delta t ; d = m\Delta t \text{ et pour } i = 1, \dots, N, \text{ on a :}$$

$$Q_V(I+m) = \alpha_1 Q_A(I) + \alpha_2 Q_A(I+m) + \alpha_3 Q_V(I)$$

$$Q_V(I+m) = \alpha_1 Q_A(I) + \alpha_2 Q_A(I+m) + (1 - \alpha_1 - \alpha_2) Q_V(I)$$

$$Q_V(I+m) = \alpha_1 [Q_A(I) - Q_V(I)] + \alpha_2 [Q_A(I+m) - Q_V(I)] + Q_V(I)$$

avec,  $Q_A(I)$  : débit observé à la station amont.

$Q_V(I)$  : débit observé à la station aval.

Les coefficients  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  peuvent alors être déterminés par la méthode des moindres carrés en minimisant l'expression suivante :

$$E = \sum \{Q_V(I+m) - \alpha_1 [Q_A(I) - Q_V(I)] - \alpha_2 [Q_A(I+m) - Q_V(I)] - Q_V(I)\}^2 = \sum F^2$$

Ce critère nous permet d'écrire :

$$\frac{\partial E}{\partial \alpha_1} = 0 \text{ et } \frac{\partial E}{\partial \alpha_2} = 0$$

$$\frac{\partial E}{\partial \alpha_1} = 2 \sum [Q_A(I+m) - Q_V(I)] \sum F = 0$$

$$\frac{\partial E}{\partial \alpha_2} = 2 \sum [Q_A(I) - Q_V(I)] \sum F = 0$$

Ce qui nous donne le système suivant :

$$A_1 \alpha_1 + A_2 \alpha_2 = B_1$$

$$A_3 \alpha_1 + A_4 \alpha_2 = B_2$$

$$\text{Avec: } A_1 = \sum [Q_A(I) - Q_V(I)] \sum [Q_A(I) - Q_V(I)]$$

$$A_2 = \sum [Q_A(I) - Q_V(I+m)] \sum [Q_A(I+m) - Q_V(I)]$$

$$A_3 = A_2$$

$$A_4 = \sum [Q_A(I+m) - Q_V(I)] \sum [Q_A(I+m) - Q_V(I)]$$

$$B_1 = \sum [Q_A(I) - Q_V(I)] \sum [Q_A(I) - Q_V(I+m)]$$

$$B_2 = \sum [Q_A(I+m) - Q_V(I)] \sum [Q_A(I) - Q_V(I+m)]$$

$$\alpha_1 = \frac{B_1 A_4 - B_2 A_2}{A_1 A_4 - A_2 A_3}$$

$$\alpha_2 = \frac{B_2 A_1 - B_1 A_3}{A_1 A_4 - A_2 A_3}$$

Cette méthodologie est valable pour une seule station amont. Dans le cas où l'on aurait deux stations à l'amont du bief considéré, on aura à suivre la démarche suivante :

$$Q_C(t+\Delta t) = d_1 Q_A(t) + d_2 Q_A(t+\Delta t) + d_3 Q_B(t) + d_4 Q_B(t+\Delta t) + d_5 Q_C(t)$$

$$\sum d_i = 1, \text{ donc } d_5 = 1 - (d_1 + d_2 + d_3 + d_4)$$

$t_2 - t_1 = N\Delta t$  ;  $d = m\Delta t$  et pour  $i = 1, \dots, N$ , on a :

$$Q_C(I+m) = d_1 Q_A(I) + d_2 Q_A(I+m) + d_3 Q_B(I) + d_4 Q_B(I+m) + d_5 Q_C(I)$$

$$Q_C(I+m) = d_1 [Q_A(I) - Q_C(I)] + d_2 [Q_A(I+m) - Q_C(I)] + d_3 [Q_B(I) - Q_C(I)] \\ + d_4 [Q_B(I+m) - Q_C(I)] + Q_C(I)$$

$$E = \sum \left\{ \begin{aligned} & [Q_C(I+m) - Q_C(I)] + d_1 [Q_C(I) - Q_A(I)] + d_2 [Q_C(I) - Q_A(I+m)] \\ & + d_3 [Q_C(I) - Q_B(I)] + d_4 [Q_C(I) - Q_B(I+m)] \end{aligned} \right\}^2 = \sum F^2$$

$$\frac{\partial E}{\partial d_i} = 0$$

On obtient ainsi la matrice suivante :

$$\begin{pmatrix} A_1 & A_2 & A_3 & A_4 \\ A_5 & A_6 & A_7 & A_8 \\ A_9 & A_{10} & A_{11} & A_{12} \\ A_{13} & A_{14} & A_{15} & A_{16} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} B_1 \\ B_2 \\ B_3 \\ B_4 \end{pmatrix}$$

$$A_1 = \left\{ \sum [Q_C(I) - Q_A(I)] \right\}^2$$

$$A_2 = \sum [Q_C(I) - Q_A(I)] \sum [Q_C(I) - Q_A(I+m)]$$

$$A_3 = \sum [Q_C(I) - Q_A(I)] \sum [Q_C(I) - Q_B(I)]$$

$$A_4 = \sum [Q_C(I) - Q_A(I)] \sum [Q_C(I) - Q_B(I+m)]$$

$$A_5 = A_2$$

$$A_6 = \left\{ \sum [Q_C(I) - Q_A(I+m)] \right\}^2$$

$$A_7 = \sum [Q_C(I) - Q_A(I+m)] \sum [Q_C(I) - Q_B(I)]$$

$$A_8 = \sum [Q_C(I) - Q_A(I+m)] \sum [Q_C(I) - Q_B(I+m)]$$

$$A_9 = A_3$$

$$A_{10} = A_7$$

$$A_{11} = \left\{ \sum [Q_C(I) - Q_B(I)] \right\}^2$$

$$A_{12} = \sum [Q_C(I) - Q_B(I)] \sum [Q_C(I) - Q_B(I + m)]$$

$$A_{13} = A_4$$

$$A_{14} = A_8$$

$$A_{15} = A_{12}$$

$$A_{16} = \left\{ \sum [Q_C(I) - Q_B(I + m)] \right\}^2$$

Il faudra noter que l'application du modèle de Muskingum à la station aval C en considérant deux stations à l'amont A et B est valable et équivaut à l'utilisation du dit modèle en séparant les tronçons AB ---M---C au point M ceci pour la simple raison que le point intermédiaire M n'influe pas sur le modèle mathématique final (éq. 8). Nous remarquerons par ailleurs que l'application du modèle Muskingum avec deux observations à l'amont est assujettie à la condition que les coefficients intervenants dans les modèles (1) et (2) pour  $Q_M(t)$  doivent être égaux. Ce qui est vérifié avec le modèle (8).

### III. FIABILITE DE LA PREVISION

#### 1. Distinction entre reconstitution et prévision

Les modèles de propagation des ondes de crue ont été mis au point pour faire de la reconstitution. Elles permettent aussi moyennant adaptation de mettre au point de méthodes de prévision des crues. Mais, il faut bien faire la distinction entre prévision et reconstitution.

Pour la reconstitution, la cause ou l'excitation (à l'amont) et l'effet ou la réponse (à l'aval) sont connus ; le but est de déterminer la fonction de transfert ou de transition.

Par contre, pour la prévision, les causes sont plus ou moins connues ; les effets sont connus jusqu'à un instant  $t$  ; c'est à nous de prévoir ce qui se passe à l'instant  $(t+dt)$ .

La fonction de transfert peut être déduite de l'observation des crues précédentes similaires et retouchées à l'aide des observations du début de la crue en cours.

#### 2. Information dans la prévision

L'information est souvent le souci principal du prévisionniste ; d'abord sur le strict plan de la mesure, ensuite sur celui de l'interprétation des mesures recueillies.

La fiabilité de la mesure et sa transmission est effectivement le premier problème à résoudre sinon à quoi servirait-il de multiplier les postes d'observation

Les outils de mesure dans les systèmes d'annonce de crue sont en général des échelles limnométriques alors que les seules grandeurs physiques conservatrices qui sont liées facilement par des relations quasi-linéaires sont les débits. Il est donc nécessaire de rechercher les relations liant les hauteurs d'eau et les débits ; relation instables et difficiles à établir. Rappelons que généralement, ces mesures de débit sont souvent faites dans des conditions difficiles durant les crues (perturbation des appareils, évolution trop rapide, etc....) d'où l'incertitude des évaluations de débit est toujours très importante. A ces incertitudes s'ajoutent l'évolution naturelle (provoquée par les crues) et l'évolution artificielle (provoquée par les interventions humaines). La modélisation dépend essentiellement des observations. Si on ne dispose que d'observations de niveau ou de débit en un point, on peut utiliser des méthodes immédiates. Si par contre nous disposons d'observations sur plusieurs stations en série, sur le même cours d'eau, alors nous sommes dans de bonnes conditions pour appliquer un algorithme plus sophistiqué dit à liaisons spatiales type Muskingum ou régression.

Donc le souci du prévisionniste est par conséquent de mettre au point des méthodes offrant des délais de prévision les plus grands possibles mais capables de bien représenter le phénomène physique de la propagation des crues. Mais il faudra noter que l'augmentation du délai ou pas de prévision diminue dans une proportion importante la précision du calcul ; aussi, il faudra donc trouver un compromis satisfaisant au mieux toutes les contraintes

### **3. Mise à jour des prévisions**

La remise à jour de la méthode de prévision améliore très sensiblement les performances du modèle. Elle peut être opérée de trois façons différentes :

- Correction de l'état du système : c'est un décalage des stocks ou des niveaux pris par les variables du modèle.
- Correction des paramètres du modèle : on réajuste les paramètres en fonction des erreurs précédentes.

- Correction de l'état brut du modèle : c'est aussi ce qu'on appelle le traitement des erreurs. Cette technique consiste à caler sur les erreurs de prévision un modèle qui permet de prévoir les erreurs à venir compte tenu des erreurs passées.

#### 4. Jugement d'un modèle de prévision

Pour juger de la qualité d'un modèle, quatre aspects sont à prendre en compte :

- Qualité de la prévision du dépassement du seuil d'alerte :

Dans tout système de prévision, il existe un seuil conditionnel dans la mise en route de la cellule de prévision et un ou plusieurs seuils d'alerte aux responsables locaux, pour les inciter à prendre des mesures de sauvegarde des biens et des personnes. Pour un délai de prévision donné, on aura sur l'ensemble des événements testés la répartition suivante :

Tableau 2.1 :dépassement du seuil critique...

		Réalisation du dépassement du seuil critique	
Prévision du dépassement Au seuil critique		Oui	Non
	oui	M1	M2
	non	M4	M3

Un critère de qualité pourrait être le rapport  $\frac{M1 + M3}{\sum Mi}$

- Prévision du débit maximum de l'événement

Pour chaque délai de prévision, on pourra calculer l'écart relatif entre le débit maximal prévu et le débit maximal observé ; ce qui revient à calculer l'expression suivante :

$$\text{Ecart type} = \sum \frac{(Qp - Qobs)^2}{(Qobs)^2}$$

Avec Qp : débit maximal prévu

Qobs : débit maximal observé

➤ Prédiction de la durée de dépassement du seuil critique :

On compare la date prévue pour la redescente en dessous du niveau critique avec celle observée. Nous pourrions par exemple choisir un critère d'écart quadratique comme :

$$\text{Ecart type} = \sum \left( \frac{(T_p - T_o)^2}{(n\Delta T)^2} \right)$$

$T_p$  : date prévue au passage en dessous du seuil critique

$T_o$  : date observée

$n\Delta T$  : délai de prévision

Au terme de ce chapitre nous avons présenté une panoplie de modèles de prévision des crues au niveau d'une et plusieurs stations hydrométriques.

## Chapitre 3

## Présentation du bassin versant du Sebaou

Le bassin versant du Sebaou, situé à environ 90 Km à l'est d'Alger, couvre une superficie de 2500 Km<sup>2</sup>.

Les principaux affluents sont les oueds Boubrir, Aissi et Bougdoura qui drainent le flanc nord du massif du Djurdjura.

La précipitation annuelle moyenne sur le bassin est de 950 mm, alors que l'écoulement annuel moyen est estimé à  $890 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Le bassin est sujet à de fortes crues liées à d'importantes chutes de pluies qui provoquent une rapide montée des eaux de rivières causant ainsi d'énormes dégâts aux riverains et aux infrastructures économiques de la wilaya de Tizi-Ouzou.

**Largeur moyenne** : Elle est calculée suivant la relation :

$$B_{\text{moy}} = \frac{S}{L}$$

Où,

S : superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup> ;

L : longueur du thalweg le plus long en Km.

**Coefficient d'allongement** : Il est obtenu à partir de la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S}$$

**Indice de forme** appelé indice de compacité de Gravelius : Il est calculé par la relation suivante :

$$I_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

où,  $I_c$  est l'indice de compacité de Gravelius et P est le périmètre du rectangle équivalent.

Les caractéristiques du rectangle équivalent sont évaluées à l'aide des formules suivantes :

$$L_e = \frac{I_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{I_c} \right)^2} \right]$$
$$l_e = \frac{I_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{I_c} \right)^2} \right]$$

où,  $L_e$  est longueur équivalente et  $l_e$  est la largeur équivalente.

L'application numérique donne :

$$L_e = 84,51 \text{ Km ;}$$

$$l_e = 20,63 \text{ Km.}$$

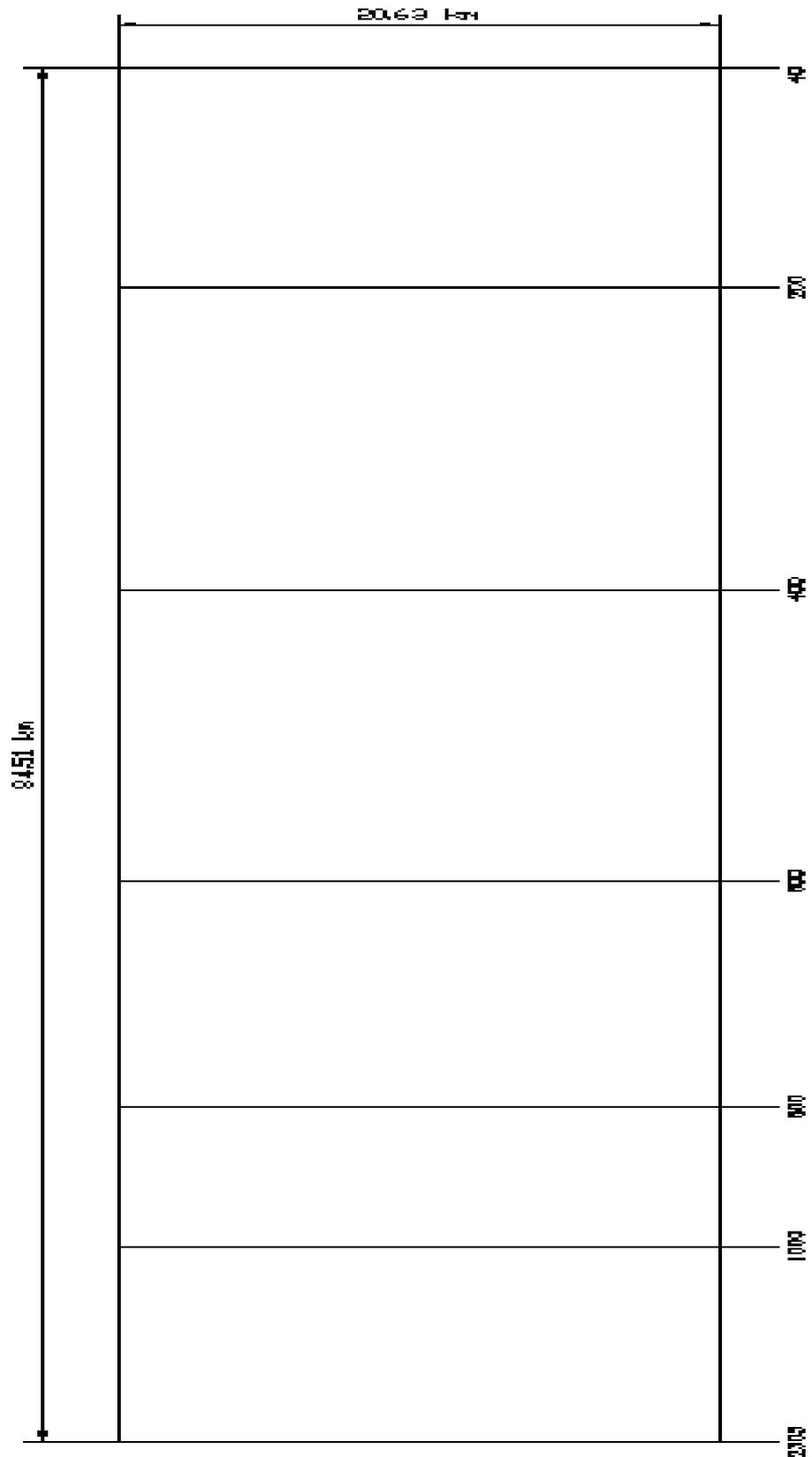


Figure 3.1 : Rectangle équivalent

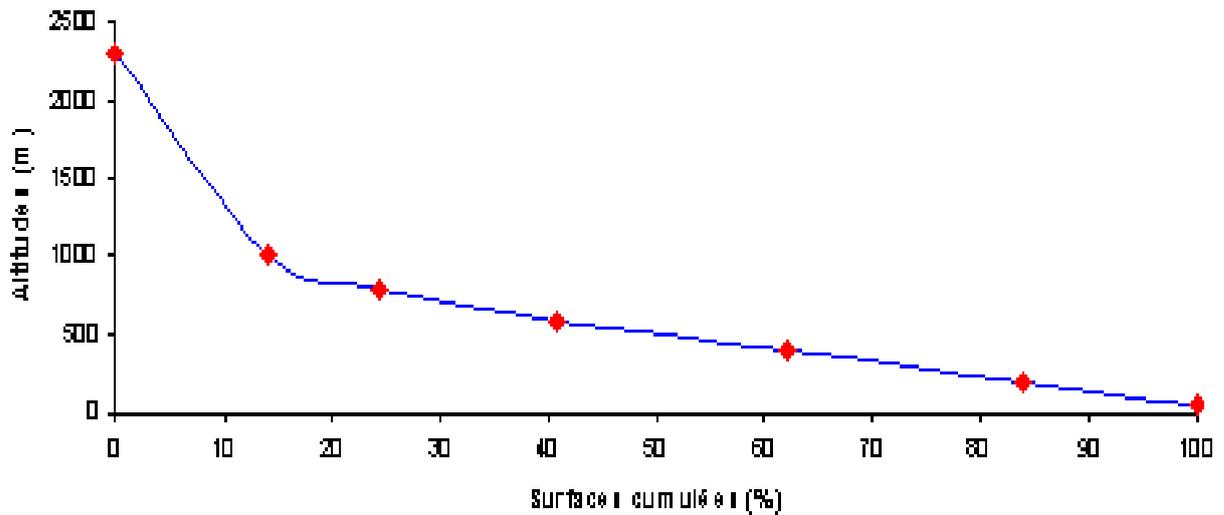
**Caractéristiques du relief**

Le relief affecte l'écoulement. Il est caractérisé par la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude. La courbe hypsométrique se construit en portant en ordonnées les altitudes  $H_i$  et en abscisse le cumul des surfaces partielles.

Tableau 3-1 : Répartition hypsométrique du bassin versant de la zone à étudier.

N°	Courbes de niveau $H_i$ (m)	Surfaces partielles $S_i$ (Km <sup>2</sup> )	Surfaces partielles $S_i$ %	Surfaces cumulée %
1	2305 - 1000	234,94	14,04	14,18
2	1000 - 800	166,09	9,95	24,42
3	800 - 600	272,64	16,33	40,76
4	600 - 400	358,78	21,50	62,05
5	400 - 200	370,94	22,22	84,03
6	200- 40	266,04	15,94	100,00

A partir des données du tableau 3-1, nous avons établi la courbe hypsométrique du bassin versant étudié (figure 3.2).



:

Figure 3.2 : Répartition hypsométrique du bassin versant de Sebaou

- **Altitudes**

La présence de barrières orographiques influe sur le parcours des masses d'air humides donc sur l'écoulement.

L'altitude moyenne pondérée est calculée par la relation suivante :

$$H_{\text{moy}} = \sum S_i H_{\text{im}} / S$$

L'information de base pour le calcul de l'altitude moyenne est présentée dans le tableau I-2 ci-dessous.

Tableau 3-2 : Répartition altimétrique des superficies du bassin versant de l'Oued Sebaou

N°	Courbes de niveau $H_i$ (m)	Altitudes moyennes partielle $H_{im}$ (m)	Surfaces partielles $S_i$ (Km <sup>2</sup> )	$H_i * S_i$
1	2305 – 1000	1652,50	234,94	388238,35
2	1000 – 800	900,00	166,09	149481,00
3	800 – 600	700,00	272,64	190848,00
4	600 – 400	500,00	358,78	179390,00
5	400 – 200	300,00	370,94	111282,00
6	200- 40	120,00	266,04	31924,80
Total			1669,43	887431,73
Altitude moyenne pondérée $H_{moy}$				531,57 m

- ***Les pentes***

La pente générale du bassin versant est reliée de façon complexe au phénomène de ruissellement étant donné son influence sur le temps de concentration.

- ❖ Pente moyenne

La pente moyenne est définie par la relation :  $I_g = H/L_e$

où, H est la dénivelée totale, bien qu'en réalité, on prend :

$$H = H_{5\%} - H_{95\%}$$

et  $L_e$  : Longueur du rectangle équivalent.

- ❖ Indice de pente de Roche

L'indice de pente de Roche tient compte de la répartition hypsométrique, il se calcule d'après la relation :

$$I = (1 / \sqrt{L_r}) \sum \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$$

où :  $L_r$  est la longueur du rectangle équivalent.

Les données du tableau I-3 ci-dessous ont servi à calculer l'indice de Roche.

Tableau 3-3 : Calcul de l'indice de pente de Roche

N°	Courbes de niveau $H_i$ (m)	Dénivelée $H_i - H_{i-1}$	Surfaces partielles $S_i$	$\sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$
1	2305 - 1000	1305	234,94	568,09
2	1000 – 800	200	166,09	188,92
3	800 – 600	200	272,64	238,75
4	600 – 400	200	358,78	272,45
5	400 – 200	200	370,94	276,88
6	200- 40	160	266,04	211,05
<b>Total</b>			1669,48	1716,05
<b>Indice de pente <math>I_p</math></b>			<b>186,67 %</b>	

❖ Pente du cours d'eau principal

Le temps pris par les débits le long du cours d'eau dépend directement de la longueur du trajet et de sa pente.

La pente moyenne s'exprime par le rapport de la différence de niveau entre la source  $h_1$  et l'exutoire  $h_2$  et la distance  $L$  entre les deux points.

La pente moyenne du cours d'eau peut être également obtenue par la relation qui tient compte de la répartition hypsométrique :

$$P_{\text{moy}} = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L$$

Du fait qu'elle tient compte de la répartition hypsométrique, nous retiendrons comme pente représentative cette dernière expression.

• **Caractéristiques hydrographiques**

Le réseau hydrographique ou de drainage, est constitué d'un cours d'eau principal et d'une multitude de cours d'eau qui peuvent être temporaires ou permanents suivant

l'importance des eaux superficielles et souterraines. Il nous renseigne sur le mode de drainage du bassin et son aptitude au ruissellement.

Il existe plusieurs types de classification du réseau hydrographique, l'une des plus utilisées est la classification de Horton. Elle consiste à classer les cours d'eau suivant les différents ordres. Le premier ordre correspond à la concentration des débits dans le thalweg élémentaire c'est à dire sans tributaire. Le dernier ordre correspond au chenal principal. On effectue ensuite les décomptes du nombre de cours d'eau de chaque ordre puis de leurs longueurs. Le tableau I-4 ci-dessous montre les résultats obtenus.

Tableau 3-4 : Classification de Horton de l'oued Sébaou

N°	<i>N° d'ordre</i>	<b>Nombres</b>	<b>Longueur –km</b>
1	1	411	1013,78
2	2	195	314,46
3	3	98	142,40
4	4	50	62,20
5	5	43	59,64
6	6	14	20,21
Total		811	1612,69

Le chevelu hydrographique du bassin versant est présenté dans la figure ci après

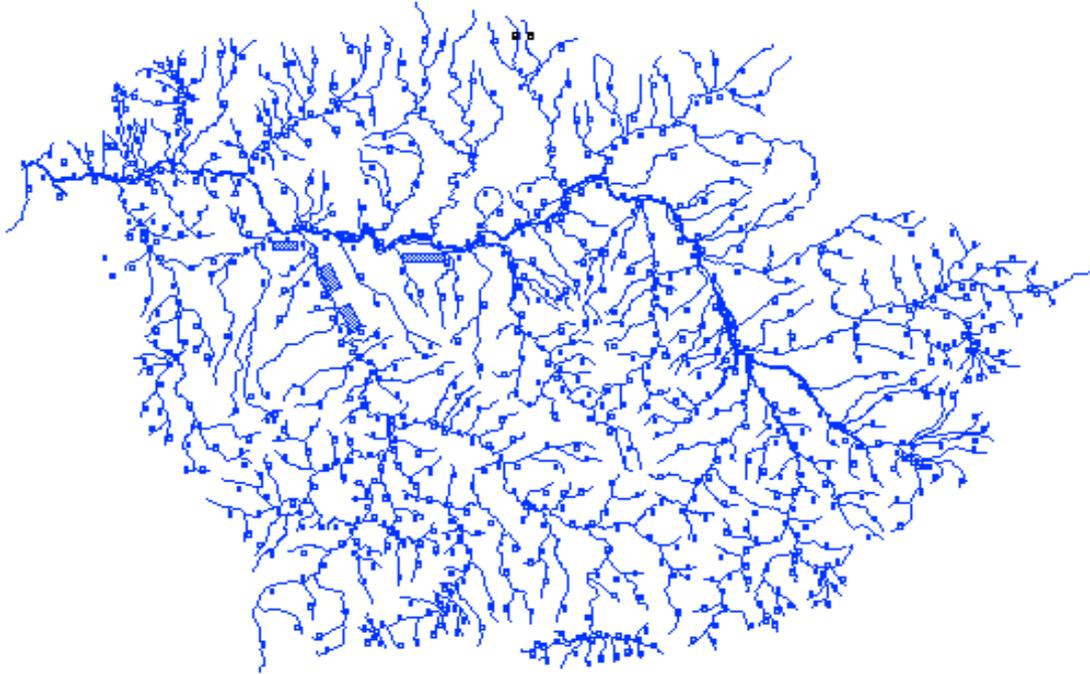


Figure 3.3 : Chevelu hydrographique du bassin versant de Sebaou

- ***Profil en long de l'oued principal***

Il caractérise le changement de pente du lit et de la surface de l'eau le long du cours d'eau. Le profil en long de l'oued Sébaou représenté sur la figure 3.4 ci-après a été établi d'après les données de base illustrées dans le tableau suivant.

Tableau 3-5 : Données de base du profil en long de l'oued Sébaou

N°	Courbe de Niveau	Distance partielles Km	Distance cumulées Km
1	1700 - 1000	3,71	3,71
2	1000 - 800	2,49	6,20
3	800 - 600	1,40	7,60
4	600 - 400	7,87	15,47
5	400 - 200	10,32	25,79
6	200 - 40	60,42	86,21

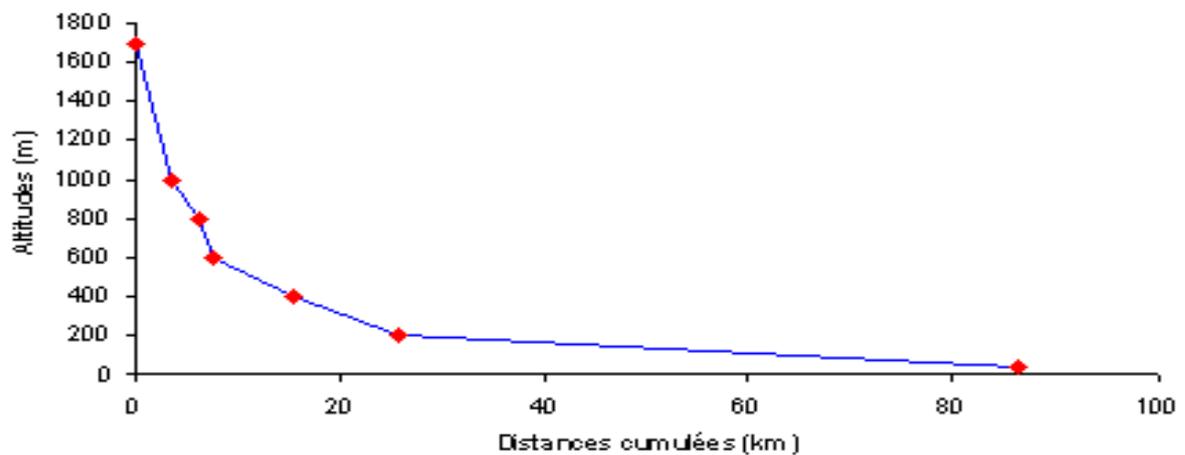


Figure 3.5 : Profil en long de l'oued Sebaou

Toutes les caractéristiques morphométriques du bassin versant de la région d'étude sont présentées dans le tableau 3-6.

Tableau 3-6 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant de la zone d'étude

<i>Paramètre de l'Oued Sebaou</i>		<b>Symbole</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Surface		S	Km <sup>2</sup>	1669,44
Périmètre		P	Km	211,78
Altitudes	Maximale	H <sub>max</sub>	m	2305,00
	Minimale	H <sub>min</sub>	m	40,00
	Moyenne	H <sub>moy</sub>	m	632,45
	Médiane	H <sub>50%</sub>	m	93,00
	De fréquence	H <sub>95%</sub>	m	515,00
		H <sub>5%</sub>	m	1815,00
Longueur	du thalweg Principal	L	Km	86,21
Pente moyenne		P <sub>moy</sub>	%	2,00
Longueur	du rectangle équivalent	L <sub>r</sub>	Km	84,51
Largeur		I <sub>r</sub>	Km	20,63
Indice	Compacité	I <sub>c</sub>	-	1,42
	Roche	I <sub>p</sub>	Km	191,03
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	0,73
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	-	0,54
Coefficient d'allongement		C <sub>a</sub>	-	4,26

Les coefficients et les paramètres calculés sont des valeurs moyennes pour tout le bassin versant avec pratiquement une forme allongée donc une concentration moyenne des débits.

## II. CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

Les conditions climatiques, plus que d'autres facteurs qui régissent l'écoulement superficiel, jouent un rôle important dans le régime hydrologique d'un cours d'eau. Les facteurs climatiques les plus déterminants sont les précipitations, les températures de l'air et de l'eau, le vent et l'évaporation.

Ces caractéristiques climatiques sont observées à la station météorologique de Tizi-Ouzou, située à l'altitude H=188 m, et elle couvre toute la région d'étude.

### 1. Températures

La température est l'un des principaux facteurs conditionnant le partage des masses d'eaux atmosphériques. Elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau qui alimente les précipitations.

Nous disposons d'une série de relevés moyens, maximaux et minimaux sous abri sur la période 1989-1999, ainsi que les températures extrêmes observées durant cette période.

Le tableau I-7 ci-dessous donne la répartition mensuelle des valeurs moyennes des températures en degrés Celsius (C°).

Tableau 3-7 : Répartition mensuelle des températures moyennes

Mois	Jan	Fev.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct.	Nov	Dec	Moy
T <sub>min</sub>	1,9	9,2	2,7	4,1	8,2	12,9	16,4	17,7	13,5	9,8	4,3	2,7	_
T <sub>max</sub>	20,3	22,3	26,1	28,1	34,0	38,6	42,3	42,5	38,3	33,6	27,2	21,7	_
T <sub>moy</sub>	10,1	10,9	13,0	14,9	19,6	23,8	27,2	27,9	24,0	19,3	14,5	11,3	18,0

(ANRH, 2002)

Les températures minimales sont observées en janvier, avec une moyenne de 1,2 C° et une température absolue négative de - 0,05C° en 1992. Les températures maximales sont relevées en juillet et août avec une pointe au mois d'août soit une moyenne de

27,9 C° et un maxima de 42,5 C° alors que la chaleur extrême atteint les 46,5 C° en 1994.

## 2. Humidité relative

C'est le rapport de la tension de vapeur réelle (observée) à la tension de vapeur saturante à la même température, exprimé en pourcentage (%). Elle indique que l'état de l'atmosphère est plus au moins proche de la condensation.

L'humidité relative est à l'origine de toutes les précipitations, en outre elle régit l'évaporation de l'eau sur la végétation, le sol et les nappes d'eau.

La répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative, mesurée au psychomètre sur la période 1989-1999, est donnée au tableau I-8.

Tableau 3-8 : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne en %.

Mois	Jan	Fev.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct.	Nov	Dec	Moy
Min	55,4	50,4	44,2	42,1	41,8	33,8	27,4	28,3	33,9	41,7	51,8	58,5	
Max	92,6	93,5	90,9	90,5	89,0	83,0	77,2	80,3	82,9	88,4	91,9	93,2	
Moy	77,9	76,7	71,5	69,6	67,7	59,7	51,9	53,9	60,7	69,3	76,3	79,1	67,8

(ANRH, 2002)

Au cours de l'année, l'humidité moyenne mensuelle dépasse les 50%. Elle varie de 79,1% en décembre, à 51,9% en juillet. Durant la période d'observation, un maxima absolu de 97% en février 1993 et un minima de 21% en juillet 1994 ont été enregistrées. La moyenne des maxima dépassent les 90% de novembre à avril .En conclusion, l'humidité relative est importante dans la région d'étude.

## 3. Les Vents

Le déséquilibre momentané entre les zones de hautes pressions et les zones de bases pression donnent naissance aux vents. Le vent transporte donc les masses d'air humide des océans et des mers vers les continents, tout en augmentant l'évaporation à la surface des sols et des plans d'eau.

Ils se caractérisent par leurs vitesses et leurs directions. A la station de Tizi-Ouzou, seule la vitesse (m/s) est enregistrée sur la période de 1989-1999.

Tableau 3-9: Répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s.

Mois	Jan	Fèv	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct.	Nov	Déc	Moy
V(m/s)	1,3	1,4	1,6	1,6	1,8	2,1	2,0	1,8	1,6	1,4	1,4	1,3	1,6

(ANRH, 2000)

La vitesse est relativement faible et homogène durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 1,6 m/s. Les vents les plus dominants sont de direction Ouest Est en hiver et d'Est-Ouest en été.

#### 4. Evaporation

L'évaporation est l'une des caractéristiques climatiques la plus importante dans le cycle hydrologique. Ce phénomène permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, des lacs ainsi que les végétaux (évapotranspiration), provoqué par le déficit d'humidité dans l'air ambiant.

Cette fonction constitue une perte directe à partir des écoulements et des plans d'eau. En Algérie, la hauteur d'eau évaporée annuellement par une surface d'eau est presque toujours supérieure à la quantité de précipitation sur la même surface.

Des mesures d'évaporations (en mm) sont effectuées régulièrement à la station météorologique de Tizi-Ouzou, sur Piche et sur le bac d'évaporation du type Colorado. Les valeurs moyennes mensuelles observées sur Piche pour la période 1989-1999 sont dans le tableau 3-10.

Tableau 3-10 : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Ao	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
E	41,5	52,9	65,5	71,5	92,9	133	189	184	128	86,2	55,7	43,9	1144,1
E%	3,63	4,62	5,72	6,25	8,12	11,6	16,5	16,1	11,2	7,53	4,87	3,84	100

(ANRH, 2002)

Le tableau montre l'intensité de l'évaporation marquée par des moyennes mensuelles supérieures à 100 mm durant les mois d'été soit de juin à septembre. Le maximum est

atteint en Juillet - Août avec près de 200 mm. L'évaporation est relativement faible en hiver, le minimum est de 41,5 mm, observé en janvier. Ceci est dû à la chute des températures en cette période et où les précipitations sont supérieures à l'évaporation.

L'évaporation sur Piche ne représente que l'évaporation due au pouvoir évaporatoire de l'atmosphère sous abri, alors que la retenue d'eau intègre le pouvoir évaporatoire dû à l'énergie thermique solaire. C'est pourquoi les valeurs comprises entre 500 et 1500 mm doivent être multipliées par un coefficient de réduction égal à 1.25, nous avons alors :

$$E = 1430,12 \text{ mm}$$

## **5. Précipitations**

L'écoulement superficiel est la résultante du phénomène aléatoire des précipitations sur les caractéristiques physiques et morphométriques de tous les petits bassins versants et un rapport direct existe entre les précipitations et les apports de même période. En régime climatique de la région, les précipitations ont en fait deux origines :

Les précipitations frontales de convergence dues à l'opposition des grandes masses d'air polaires et tropicales. Elles sont en partie responsables des chutes de neige en altitude.

Les précipitations du front polaire sont les plus fréquentes et les plus abondantes. Elles alimentent généralement le régime des pluies d'hiver, alors que les précipitations de convection sont à l'origine des averses orageuses de printemps et d'été pouvant provoquer des crues catastrophiques.

## **6. Equipement du bassin versant**

Toutes les diverses précipitations tombées sur le bassin versant de l'oued Sébaou qui comporte plusieurs sous bassins sont mesurées sans discrimination à l'aide des pluviomètres, par leur équivalence en eau.

Au niveau du bassin versant de l'Oued Sébaou, nous disposons de huit postes pluviométriques repartis sur l'ensemble et leur environnement immédiat

Tableau I-3: Caractéristiques géographiques des postes pluviométriques

N°	Station	Code	X	Y	Z	Observations
01	Tigzirt N'Boubhir	02 1501	650,90	372,10	220	
02	Aghribs	02 1601	643,60	393,10	630	
03	Ouadhias	02 1701	625,30	362,50	400	
04	Ain El Hammam	02 1703	644,20	364,50	1200	Arrêtée depuis 1993
05	Larbaa Nath Irathen	02 1705	634,30	371,80	942	
06	Bouassem	02 1801	620,00	371,50	650	
07	Draa Ben Khedda	02 1804	614,30	382,50	148	
08	Tizi Ouzou	02 1806	620,10	380,5	164	Arrêtée depuis 1988

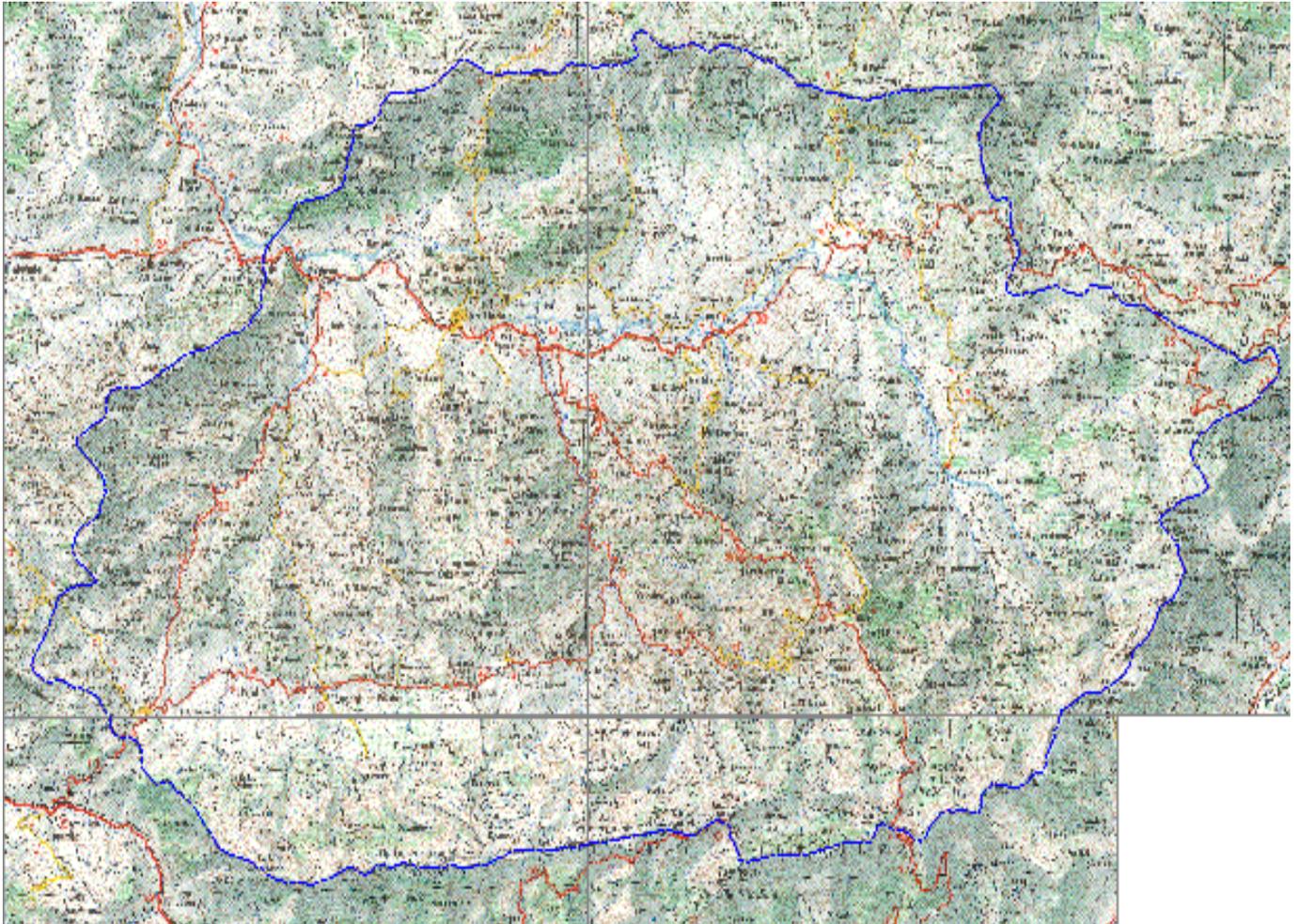
Tableau I-12 : Précipitation moyenne annuelle des stations pluviométrique

	st 021701	st 021705	st 021501	st 021601	st 021804	st 021801
ANNEE	Précipitation (mm)					
1973	1165,3	1145,84	1099,5	1416,10	1061,5	1167,5
1974	724,8	843,5	615,4	1015,77	748,4	693
1975	1086,5	1364,6	1013,2	1683,82	990,7	1069,1
1976	731,8	903	721,4	1092,05	621,3	726,7
1977	722	847,7	746,6	1021,15	594,6	570,6
1978	706,6	825	749,3	867,30	585,3	777,9
1979	852,1	856,5	803,3	963	819,9	913,3
1980	819,8	1077,2	930,7	1138,4	751,8	998
1981	810,9	849,1	946,3	816,7	675,6	802
1982	764,5	863,4	1042,9	1041,6	780,1	859,6
1983	812,9	881,8	909,3	861,3	572,3	697
1984	1002	1153	1055,8	1296,6	842,7	1050
1985	858,7	894,7	897,8	1117,6	629,1	820,3
1986	936,1	988,2	1208,6	1389,8	801,8	1049,5
1987	571,4	638,9	786,1	710,5	541,7	642,4
1988	602,4	641,6	727,2	860,7	637,9	765,3
1989	521,3	607,9	693,1	631,1	421,9	613,4
1990	692,8	831,2	913,2	1063	636,8	868,3
1991	721,9	821,4	908,5	1044,1	684,7	881,6
1992	667,7	786,8	925,1	1030	581,8	740,5
1993	582,1	667,7	785,3	781,6	497,8	553,4
1994	819,5	899,9	1135,2	1132,9	787,3	848,7

---

1995	914,2	1100,9	1133,7	1345,7538	796,4	993,6
1996	430	664,1	707,7	738,6	432,4	580,8
1997	974,8	1319,6	1237,2	1656,5	1057,2	1169,8
1998	713,8	859,7	775,1	1140,4	637,6	742,4
1999	530,1	604,9	520	884	520,7	592,5
2000	625,809	706	808,9	992	610,8	670,2
2001	638,9853	722,7	630,8	762	356,1	508
MOYENNE	758,65	874,72	876,80	1051,53	678,49	805,70

# Délimitation du bassin versant de l'Oued Sebaou



Echelle  $\frac{1}{200000}$

Figure 3.6 : délimitation de la région d'étude

## Chapitre 4

# SYSTEME DE PREVISION

## I. LE SYSTEME DE PREVISION ET D'ANNONCE DE CRUE DU SEBAOU

Il se compose de :

### 1. Réseau de mesure

Constitué de 07 stations d'acquisition automatique de données dont l'objet est :

- Recueillir des renseignements concernant :
  - La cote de l'eau de la rivière ;
  - La hauteur de pluie en ce site ;
  - Eventuellement d'autres paramètres (température, ph ).
- Transmettre ces renseignements au centre de prévision.
- Signaler dans le cas où un seuil d'alerte est atteint.

Chaque station comportera :

- Un limnigraphe et un pluviographe ;
- Un codeur pour transformer les informations ;
- Une électronique d'acquisition qui stockera les données sur le site et jouera le rôle d'interface entre les capteurs et le support de transmission ;
- Un bloc transmission pour l'émission et la réception ;
- Une alimentation en énergie.

### 2. Reseau de transmission

Ce réseau qui couvrira le bassin versant du Sebaou a pour objet de rassembler toutes les informations recueillies au niveau des stations d'acquisition et de les transmettre au centre traiteur. L'isolement des stations, la soudaineté et la rapidité des crues conduisent dans un souci d'efficacité et de fiabilité du système de transmission en période d'intempérie, à envisager la réalisation d'un réseau radio de télémessure.

Un autre mode de transmission, qui est une solution moderne qui peut palier à l'absence de réseau filaire ou à la complexité des liaisons radio est le satellite.

### 3. Centre de prevision

Installé à Tizi Ouzou, il est organisé autour d'un noyau central qui est un ordinateur, ce centre doit pouvoir assurer les fonctions suivantes :

- Interrogation des stations ;
- Acquisition des données ;
- Détection des seuils d'alarme et déclenchement des alertes ;
- Traitement des données et prévision ;
- Dissémination des résultats auprès des services concernés.

Le centre disposera de logiciels d'exploitation en temps réel et de logiciels d'application pour la gestion du réseau.

## II. CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES

Les stations utilisées dans notre étude sont celle de Belloua , Baghlia , et la RN25

Tableau 4-1 : caractéristiques morphologiques des sous-bassins

Station	surface	périmetre	Longueur du rectangle	Altitude minimale	Altitude maximale	Altitude moyenne	Longueur de l'oued
Belloua	1490	155	42,2	70	2305	635	66
Baghlia	2390	200	60,5	20	2305	590	92
Rn25							

### 1. Crues extrêmes

Le calcul des risques de crue extrêmes a été et reste un problème important pour l'aménagement d'un pays, compte tenu des concentrations urbaines et industrielles et du développement des voies de circulation dans la plupart des vallées. Il serait d'ailleurs logique de réévaluer, dans le temps, les choix des risques pour tenir compte d'une croissance importante de l'habitat et l'industrie dans une région.

Mais la notion même de risque ne semble guère se prêter à une définition objective, car les hydrologues praticiens chargés d'études de crues de projet pour un maître d'œuvre, associent souvent de façon assez floue le danger pour la population et les

industries situées à l'aval, de la rupture d'un barrage en cas de submersion par une crue dont l'effet dévastateur se conjugue aux dégâts propres à la crue, et, la probabilité de son apparition.

## 2. Crues historiques

Les crues sont des gonflements hydrométriques exceptionnelles, débordantes ou non, et qui affectent, sous périodicité, le plus souvent l'écoulement. Il ne faudra pas les confondre avec les hautes eaux saisonnières qui restent dans les limites du lit et ne constituant pas une menace pour les riverains.

En raison des dégâts matériels et corporels qu'elles peuvent provoquer, les crues font l'objet d'études particulières qui mettent en œuvre des méthodes hydrologiques supplémentaires qui en font une branche un peu à part de l'hydrologie. Causes, évolution, comparaison, prévision, et remèdes sont les principaux thèmes retenus pour leur étude.

Les crues les plus dévastatrices dans le bassin du Sebaou furent observées en Décembre 1957 et en Mars 1974.

D'autres crues importantes survinrent dans la région étudiée en Avril 1954, Novembre 1971, Mars 1973, et Septembre 1979.

Les précipitation qui les accompagnent sont généralement très étendues et de longues durée. Les intensités de pluie restent cependant relativement faibles.

Le débit maximal atteint en 1957 fut de  $3500 \text{ m}^3/\text{s}$  dans les gorges de Belloua non loin de la ville de Tizi Ouzou, heureusement épargnée par sa position élevée sur un col. Cependant, l'ensemble de la vallée fut envahi par les eaux qui débordèrent les digues pour inonder les routes. L'écoulement durant les journées des 29 et 30 Décembre 1957 a été estimé à  $150. 10^6 \text{ m}^3$

Les crues les plus étendues et les plus catastrophiques survenues dans la région furent celle de Mars 1974. Les précipitations furent abondantes : 528mm en 4 jours à Ain El Hammam pour un total annuel de 1100mm. Le débit maximal enregistré à la station de Belloua étant de  $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Ces crues entraînèrent la mort de 52 personnes et détruisirent ou endommagèrent sérieusement 4570 maisons et 13 ponts. De nombreuses routes furent inondées. La station de jaugeage de la RN12 située sur l'oued AISSI fut détruite, alors que les autres stations furent endommagées.

Les niveaux de pointe furent atteints en 6 – 12 heures à la plupart des stations. Des montées de 250 m<sup>3</sup>/s en 3 – 6 heures furent enregistrées aux stations de Belloua et Baghlia.

Le tableau ci-après donne un aperçu de quelques crues enregistrées de 1920 à 1989 dans quelques régions du territoire national.

Tableau 4-2 : Principales crues enregistrées en Algérie

Localité	Année	Oued	Débit m <sup>3</sup> /s	Remarques
Blida	1920	El kebir	3500	
Tizi ousou	1954 1957	Sebaou	3500	
Sidi aich	1957	Soummam		Dégâts matériel
Ouled djellal	1969	Oued m'zi	5000	Crue millénaire
Tizi ousou	1971 1973 1974 1979	Sebaou	4500	52 morts +dégats matériels
El eulma	1980	Djehadi jouab	2500	43 morts et 200 blessés
Sidi bel abbes	1987	Mekerra	1500	3 morts et plusieurs blessés
Sidi aissa	1989	Guetrini	500	
Naama	1989			5 morts et quelques blessés

### III. CRITIQUE DES DONNEES

Les débits au droit d'une station hydrométrique peuvent s'exprimer :

- En écoulement en mm pour être comparés aux précipitations ;
- En  $m^3/s$  pour la circulation dans des vannes ou turbines ;
- En apports en  $hm^3$  pour le remplissage des réservoirs

On effectue en premier lieu une analyse fréquentielle sur les données. Celle-ci, à partir des distributions empiriques et sans aucune hypothèse probabiliste nous permet de déterminer :

- Le module annuel (moyenne pluriannuelle), la dispersion des apports annuels par le calcul de l'écart type et des quantiles, la dissymétrie éventuelle de la répartition des apports.
- La répartition saisonnière des apports, au pas de temps mensuel.
- Le régime des débits (fréquence entre 10 et 90% de valeurs courantes, de valeurs extrêmes tels qu'étiages ou crues) en fonction de l'époque de l'année.

Ces analyses constituent un résumé des caractéristiques hydrologiques d'un bassin versant selon le pas de temps horaire, journalier, mensuel, ou annuel, et informer les valeurs les plus probables des apports mais aussi sur leur variabilité naturelle, en fonction de la météorologie, au cours du temps.

L'estimation des étiages de période de retour comprise entre 10 et 100 ans ainsi que les crues de période de retour comprise entre 100 et 1000 ans fait l'objet d'étude plus approfondies et spécifiques dans lesquelles interviennent d'autres variables aléatoires telles que les précipitations, la capacité de rétention du bassin versant, etc....

Souvent, il est bon de comparer les résultats statistiques obtenus pour un bassin à ceux des bassins voisins, en raisonnant en débits spécifiques (rapport du débit à la surface).

D'autres informations sont susceptibles d'aider le concepteur. Par exemple les courbes d'apports cumulés entre deux dates, pour étudier un volume de réservoir.

La courbe des débits journaliers classés obtenue en classant par valeurs décroissantes les débits moyens journaliers par année, d'un ensemble d'années, d'un mois ou d'une saison année par année ou pour toute la période d'observation est largement utilisée.

Pour l'année par exemple, si N est l'abscisse correspondant à un nombre de jours donnés, le débit correspondant en ordonnée est celui qui a été dépassé pendant N jours dans l'année considérée ou sur P années si l'on a pris en compte P années d'observations historiques. Il ne faut pas interpréter cette courbe en terme de loi de probabilité car l'on a mélangé des débits journaliers qui sont très autocorrélés. Cette courbe permet de définir des débits caractéristiques, pour un aménagement hydraulique par exemple.

Le contrôle et la critique des données est la phase préliminaire de toute étude statistique. Nous pouvons confirmer sans exagération que 30 à 50% du travail consiste à critiquer les séries de données que l'on utilisera dans le calcul. On n'insistera jamais assez sur cet aspect, car la compilation de chiffres est rebutante et fastidieuse.

Plusieurs types d'erreurs peuvent apparaître, nous en citerons :

➤ Erreurs aléatoires : nous pouvons citer les erreurs de mesures et de transcriptions de données. L'observation des seuils maximaux et minimaux permet de détecter rapidement les données aberrantes et de les corriger ; en ce sens, la méthode graphique est très favorable pour la détection des variations anormales. En effet, le tracé des évolutions journalières permet de bien voir les erreurs flagrantes.

➤ Erreurs systématiques : ce type d'erreurs se produit lors d'un changement d'appareil de mesure ou de station à partir d'une date.

On détecte ces erreurs, soit en étudiant la continuité des mesures, soit par comparaison avec des stations voisines.

Pour juger de la fiabilité de chaque méthode, nous avons utilisé le critère de Nash.

La minimisation d'une fonction dont les paramètres ne peuvent être estimés directement est un problème extrêmement fréquent en hydrologie. Cette fonction traduit la proximité entre les débits observés et calculé. Le critère le plus utilisé est celui des moindres carrés et s'écrit comme suit :

$$c = \sum_{i=1}^n (Q_{obs} - Q_{cal})^2$$

Le critère de Nash consiste à comparer la variance de l'erreur à la variance de la variable  $Q_{obs}$ .

$$V = \sum_{i=1}^n (Q_{obs_i} - \overline{Q_{obs}})^2 \quad \text{Avec} \quad \overline{Q_{obs}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{obs_i}$$

Le critère de Nash exprimé en % s'écrira :

$$C_v = 100 \left( 1 - \frac{C}{V} \right)$$

Plus  $C_v$  tend vers 100% , plus le modèle serait meilleur.

Les programmes développés nous ont permis de tester et d'apprécier les performances des différentes méthodes étudiées , Nash et Sutcliffe (1970) présentent une nouvelle classe de critère de qualité plus élaborés, Ils introduisent le coefficient d'efficacité E définit comme suit :

$$E = 1 - \left( \frac{\varepsilon^2}{\sigma_{Q_{obs}}^2} \right)$$

$$\varepsilon^2 = \frac{1}{N} \sum [Q_p(j\Delta t) - Q_{obs}(j\Delta t)]^2$$

: Écart type des écarts entre prévision  $Q_p$  et observation  $Q_{obs}$

$$\sigma_{Q_{obs}}^2 = \frac{1}{N} \sum [Q_{obs}(j\Delta t) - \overline{Q_{obs}}]^2$$

: variance de la distribution discrète des débits observés,

Tableau 4-1 : Critère de Nash E(%)

Crue	Modèle d(h)	Extrapolation linéaire	Lissage linéaire	Muskingum avec extrapolation amont	Regression multiple
I	1	98	98	99	99
	2	94	91	98	98
	3	84	76	97	95
	4	65	54	88	87
	5	40	29	70	64
	6	10	1	49	57
II	1	98	98	98	99
	2	93	89	97	98
	3	79	71	94	94
	4	59	45	89	87

	5	30	8	77	74
	6	-6,72	-38,68	62	60
III	1	99	98	98	99
	2	95	93	96	98
	3	88	91	95	96
	4	86	90	94	95
	5	85	89	94	94
	6	85	88	94	93

Comme nous avons beaucoup utilisé la méthode des moindres carrés, l'erreur quadratique moyenne représente la dispersion moyenne des erreurs sur la variable utilisée qui est le débit. Cette erreur représente l'écart type des écarts entre prévision  $Q_p$  et observation  $Q_{obs}$ . Elle a pour expression :

$$S = \left[ \frac{1}{n} \sum (Q_{obs}(i+d) - Q_p(i+d))^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Tableau 4-2 : Erreur quadratique moyenne S

Crue	Modèle d(h)	Extrapolation linéaire	Lissage linéaire	Muskingum avec extrapolation amont	Régression multiple
I	1	33,25	33	29	25
	2	78	91	38	42
	3	123	151	53	67
	4	181	209	107	109
	5	234	254	165	182
	6	288	302	216	199
II	1	110	118	94	69
	2	230	281	140	116
	3	383	454	200	196
	4	542	634	282	301

	5	689	862	396	421
	6	897	1023	530	546
III	1	11	14	15	7
	2	30	33	24	18
	3	45	39	28	24
	4	49	46	32	28
	5	50	41	33	32
	6	49	43	32	35

#### IV. COMPETITION ENTRE LES METHODES

Au cours de notre étude, nous nous sommes rendu compte que chaque méthode a ses avantages et ses inconvénients.

Les méthodes de lissage et d'extrapolation sont satisfaisantes dans les montées et les descentes mais désastreuses au voisinage du maximum de niveau ; ce qui veut dire que le débit à l'instant  $t$ , calculé sur la base des débits antérieurs à  $t$  est négatif, ce qui est aberrant ;

La méthode de Muskingum résiste mieux au changement d'évolution mais prend du retard lors de la montée du niveau, mais donne les résultats les plus cohérents.

A chaque instant  $t$ , pour décider de la méthode de prévision qui sera utilisée pour l'estimation du débit à l'instant  $t+d$ , nous avons pris un critère pondéré consistant en le calcul de l'écart entre le débit prévu et le débit observé et qui est représenté par les différents graphes en annexe.

#### V. INTERPRETATION DES RESULTATS

Au terme de notre étude nous remarquons que les méthodes immédiates c'est-à-dire les méthodes où l'on fait la prévision au point même où l'on observe la donnée, sont des méthodes les plus simples et satisfaisantes sous certaines conditions :

- Temps de propagation de la crue inférieur au pas de prévision ;
- Pas de prévision assez faible ;

Mais il faut être prudent lors de l'application de la méthode à cause de la surestimation importante du débit maximal et surtout pour les crues dont l'hydrogramme a des formes diverses plus ou moins étalées.

Crue	Extrapolation linéaire	Extrapolation parabolique	Extrapolation du 3 <sup>ème</sup> degré	Lissage linéaire à 3 points de base	Lissage parabolique à 4 points de base
1	Bons résultats pour tous les pas de prévision	Bons résultats jusqu'à 5h	Bons résultats jusqu'à 3h	Bons résultats jusqu'à 5h	Bons résultats jusqu'à 5h
2	Bons résultats jusqu'à 5h	Bons résultats jusqu'à 5h	Bons résultats jusqu'à 4h	Bons résultats jusqu'à 4h	Bons résultats pour 1h et 2h
3	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h	Bons résultats jusqu'à 3h	Bons résultats jusqu'à 3h
4	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h	Bons résultats pour 1h	Bons résultats pour 1h	Bons résultats pour 1h
5	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h	Bons résultats pour 1h	Bons résultats pour 1h
6	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h et 2h	Bons résultats pour 1h et 2h

Les différents résultats résumés dans le tableau ci-dessus sont fondés sur une simulation numérique, qui a permis d'apprécier les performances de différents algorithmes basés sur l'extrapolation et le lissage ; et cela pour chaque crue et pour des délais de prévision allant jusqu'à six heures.

Il faudra noter que pour des délais de prévision faible, les méthodes immédiates sont satisfaisantes. Par contre, lorsque le pas de prévision augmente, nous remarquons qu'il y a une divergence du modèle : ceci est expliqué que la valeur prévue du débit tient compte des débits antérieurs observés et du débit prévu immédiatement à l'instant ( $t-d$ ) ;  $d$  étant le pas de prévision.

En ce qui concerne les méthodes à liaison spatiales, les résultats sont meilleurs pour tous les pas de prévision marqué par le modèle de Muskingum.

Nous remarquons que pour toutes les crues testées, la simulation est très bonne au niveau de la montée de la crue, et de la décrue. Au niveau de la pente, les hydrogrammes des débits prévus augmentent légèrement par rapport au débits observés. Il y a lieu de noter que nous remarquons une légère translation dans le temps des hydrogrammes observés et prévus ; et plus le pas de prévision augmente, plus est accentuée cette translation. Ceci est expliqué de l'existence du temps de réponse du bassin versant. Cette constatation est juste du moment que nous utilisons des modèles à liaisons spatiales. Cette particularité fait que nous avons le temps d'alerter les populations suffisamment à l'avance afin de palier à ce problème.

Pour des délais de prévision allant jusqu'au temps de propagation, la méthode de régression avec un point amont peut être considérée la meilleur. Par contre, lorsque le délai de prévision est supérieur au temps de propagation, la méthode de MUSKINGUM parait la plus robuste.

Il va sans dire que suivant les nécessités de l'étude et le degré de précision recherchée, il faudra toujours se décider à prendre en compte les débits de crue les plus représentatifs du milieu physique ; donc avoir des données au maximum bi horaires, ce qui n'est pas toujours le cas.

Il faudra noter en plus que si l'on dispose d'une riche information sur le tronçon de l'oued entre les deux points considérés, nous pouvons aisément utiliser un modèle aux différences finies, plus précis qu'un modèle linéaire. Par contre nous pourrons utiliser ce dernier dans le cas d'informations insuffisante ou bien si le temps de propagation de la crue est assez grand.

### CONCLUSION

En conclusion, nous avons vu défiler plusieurs méthodes de prévision, et d'essais de simulation pour traiter une information plutôt pauvre : peu de crues, carences et lacunes concernant l'information (débit, pluie).

Nous pourrions alors affirmer que l'on n'a pas de bonne prévision sans de bonnes données. Si la première implication de cette évidence est de disposer des données en temps réel, il est tout aussi nécessaire de disposer d'une bonne hydrométrie ; aussi, il est impératif de disposer d'un service hydrologique centralisateur et de services régionaux qui travaillent en étroite collaboration.

Le nombre de simulations est pourtant grand et qui a été possible et qui avait un objectif pragmatique précis : fournir au prévisionniste une méthodologie assez précise en vue de définir un plan d'action efficace pour palier au désastre causé par les crues.

La première conclusion rejoint l'aphorisme populaire : le mieux est l'ennemi du bien.

Il ne faut pas se laisser séduire par des méthodes trop sophistiquées qui auront en elles des germes d'instabilités.

Pour des pas de prévision assez courts, l'extrapolation linéaire s'est avérée suffisante ; mais pour des délais assez longs, la méthode de régression (dont fait partie la méthode de Muskingum) paraît la plus souple.

Il y a lieu de noter que la méthode de Muskingum prend en compte deux informations à l'amont et une information à l'aval alors que la méthode de régression prend en compte une information à l'amont et deux informations à l'aval.

L'interprétation statistique et graphique des données nous a permis de saisir les variations spatiales de l'écoulement superficiel en liaison avec les données climatiques et physiographiques des sous bassins de même sa forte variabilité temporelle, annuelle et surtout saisonnières et journalières.

L'insuffisance de l'équipement hydrométrique et le manque de données précises ont été largement ressentis dans la compréhension de certains phénomènes hydrologiques, particulièrement liés aux formes de l'écoulement extrême en dépit de données de débit parfois fragmentaires.

## conclusion

---

Les relevés de débit effectués pendant une longue série d'années à une station de jaugeage, forment un ensemble important de chiffres et de graphique qu'il convient de dépouiller et de classer suivant des méthodes qui facilitent leur analyse et permettent d'en tirer les éléments intéressant l'hydrologue et l'ingénieur.

Prévenir les inondations nécessite de bien connaître le fonctionnement des cours d'eau. L'historique des crues, avec les records de niveau atteints par la rivière, permet de garder en mémoire les risques possibles et de trouver des techniques pour faire face à ces événements exceptionnels.

En effet, si les inondations sont classées comme catastrophe naturelle et sont la conséquence d'importantes chutes de pluie, il n'en demeure pas moins que dans plusieurs régions, elles sont imputables aux agissements de l'homme. Parmi les causes fondamentales à l'origine de ces catastrophes, il convient de citer notamment:

- une situation météorologique particulière se traduisant par une forte pluviométrie
- une défaillance des réseaux d'évacuation ;
- une urbanisation anarchique même au niveau du lit majeur et parfois sur le lit mineur dans le cas d'un cours d'eau non perrin ;
- changement de direction du cours d'eau par les riverains sans aucune étude préalable quant aux conséquences de cette action irréfléchie.

## **BIBLIOGRAPHIE**

**Ambroise, B. (1999).** « Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré : modélisation systémique et dynamique ». Revue des sciences de l'eau N°12/1 pp123-153

**A.N.R.H :** Annales Hydrologiques de l'Algérie 1982

**Baptista, M. & Michel, C. (1989).** « Une utilisation simple du modèle d'HAYAMI en hydrologie ». La Houille Blanche N°2, pp 123-130

**Bois, P.:** Approches probabilistes de la prédétermination des crues de la normale à l'extrême. La Houille Blanche N°7/8-1999,pp 96-99

**Box,G.E.P, &Jenkins,G.M (1976)** Time series analysis : forecasting and control, Prentice Hall inc Englewood cliffs,New Jersey,USA.

**Carlier, M., (1986).** «Hydraulique générale et appliquée» Edition Eyrolles, Paris.

**Caroni. E.** “ Rainfall-runoff-sediment yield relation by stochastic modeling”, Journal des sciences hydrologiques, 29,2,6/1984

**Chow, VT, (1988).** « Applied hydrology ». Ed Mc Graw-Hill,

**Chow, VT, (1977).** « Design criteria for hydrologic extremes » Journal of the hydraulics division Vol03 N°Hy4 , April 1977

**Cœur, D. (2002).** « La maîtrise des inondations dans la plaine de Grenoble ». La houille blanche N°4/5,pp 67-72

**Comolet, R. (1982).** «Mécanique expérimentale des fluides » Masson, Paris.

**Cunge, J.A.** « Modèles mathématiques en hydraulique et en hydrologie », techniques de l'ingénieur C180

**Deepak Jain, & Vijay P. Singh,** “Estimating parameters of ev1 distribution for flood frequency analysis”, Water resources bulletin Vol 23 N°1 february 1987

**Deepak Jain, & Vijay P. Singh,** “A comparison of transformation methods for flood frequency analysis” Water resources bulletin Vol 22 N°6 December 1986

**Dubreuil, (1974).** « Initiation à l'Analyse Hydrologique ». Edition Masson, Paris, France.

**Erlich.M, & Sauvaget.P, & Talierno.G:** L'évolution des systèmes de prévision des crues et des inondations : de l'offre technique vers une offre de service au citoyen. Réflexions et perspectives. La Houille Blanche N°1-2000  
**Fortin.V, & Ouarda.T, & Rasmussen.P.F, & Bobee.B:** Revue bibliographique des méthodes de prévision de débit. Revue des sciences de l'eau N°10/4(1997) pp461-487

**Galéa, G. et Prudhomme, C. (1997).** « Notion de base et concepts utiles pour la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QdF. Revue des sciences de l'eau N°10/44, pp83 -101.

**Garçon, R. (1999).** « Modèle global pluie débit pour la prévision et la prédétermination des crues ». La Houille Blanche N°7/8, pp 88-95

**Gascuel-Oudou, C. & Merot, P. & Durand, P. & Molenat, J. (1999).** « Genèse des crues normales dans les petits bassins versants ruraux ». La Houille Blanche N°7/8.

**Graf, W. H. & Altinakar, M. s., (1991).** « Hydrodynamique, une introduction ». Traité de Génie civil de l'école polytechnique de Lausanne vol 14 ,481pages

**Graf, W. H. & Altinakar, M. S., (1993).** «Hydraulique fluviale ». Traité de génie civil de l'école polytechnique de Lausanne Tome 1,vol 16 ,627pages

**Graf, W. H. & Altinakar, M. S., (1993).** «Hydraulique fluviale». Traité de génie civil de L'école polytechnique de Lausanne,Tome2 ,vol 16 ,378pages

**Hill,J.M, &Vijay P. Singh,** « A computerized data base for flood prediction modeling » Water resources bulletin Vol 23 N°1 february 1987

**Lane, S.N., (1998):** «Hydraulique modelling in Hydrology and geomorphology: a review of high resolution approaches. Hydrol process.,

**Lavabre.J, Arnaud.P, & Masson, J.M. & Folton N., (1999) :** Apport de la modélisation de la pluie en débit pour la connaissance de la ressource en eau et la prédétermination des crues. La Houille Blanche N°3/4 pp 67-76

**Lencastre, A. (1999) :** « Hydraulique Générale ». Edition Eyrolles 633 pages.

**Liamas, J., (1992).** « Hydrologie Générale application et principe ». Edition Gaétan morin. Canada

**Linsley,R.K, &Kohler,M.A (1995)** Hydrology for engeneers, Mc Graw Hill New York

**Obled, C. & Saulnier, G. (1999).** « Le versant et le bassin versant :quelques aperçus sur la formation des crues et la production du ruissellement ». La Houille Blanche N°7/8-1999.pp 42-53

**Rasmussen, P.F. & Bobee B. & Bernier J., (1994).** « Une méthodologie générale de comparaison de modèles d'estimation régionale de crue ». Revue des sciences de l'eau N°7(1994) pp 23-41.

**Rizoli, J.L., (1997)** «Prise en compte du risque d'inondation dans l'aménagement de la région Ile-de-France. La Houille Blanche, N°8, pp 77 ÷79

**Thirriot.C, & Habaieb. H,** “Application compare de certaines methodes de prevision de crue en temps reel” C.T:676 INPT 1986

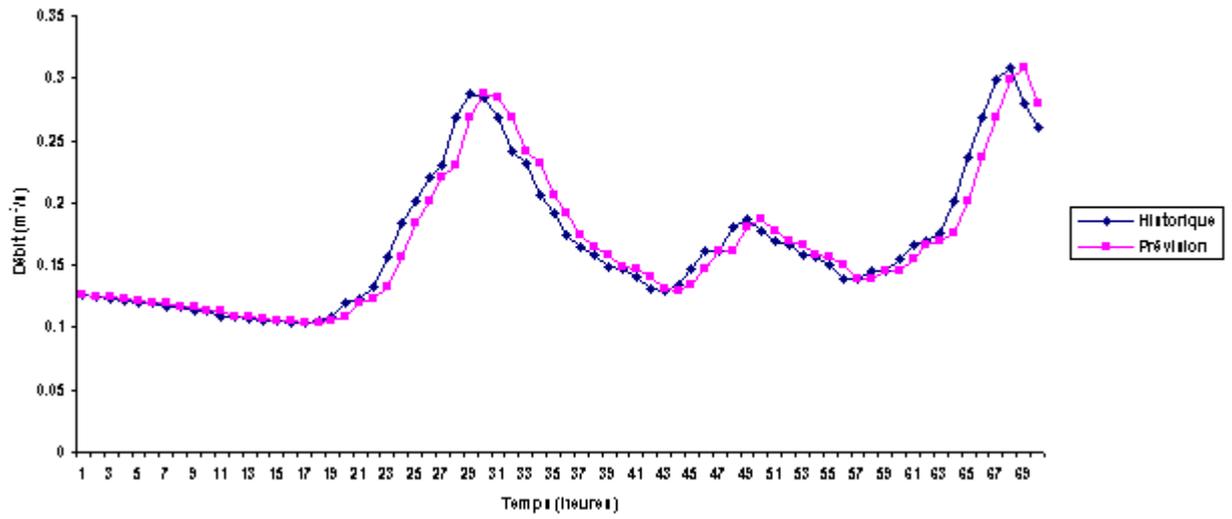
**Todini, E., (1996) :** The ARNO Rainfall-Runoff model. Journal of hydrology N°175pp 339 ÷ 382

**Vijay P. Singh,** “Analysis of nonlinear Muskingum flood routing”. Journal of hydraulic engineering Vol 113 N°1 January 1987

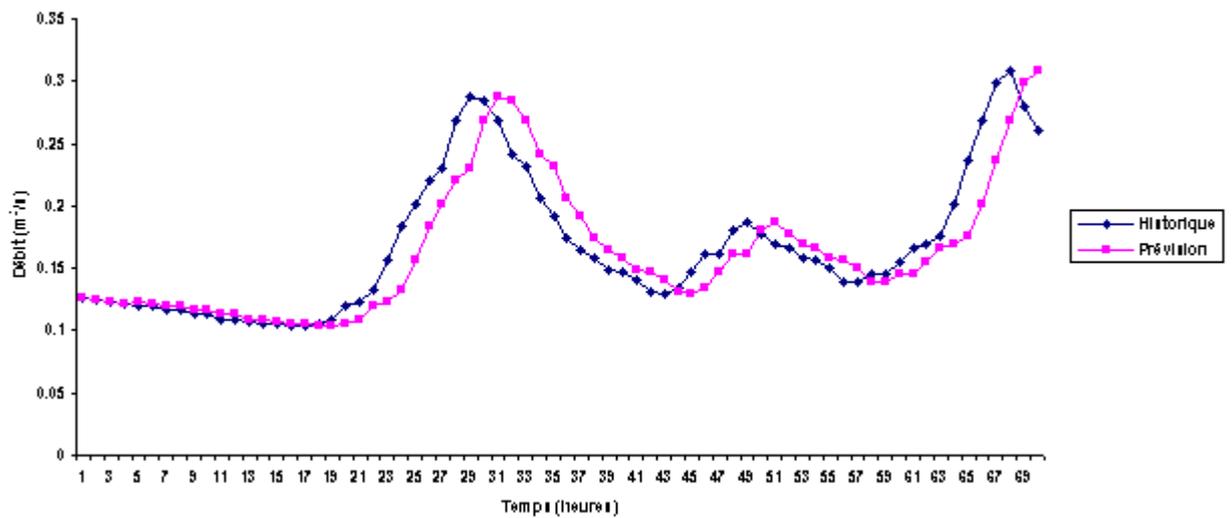
**Victorov. P.,** “Effect of period of record on flood prediction”, Journal of the hydraulics division Vol97 N°Hy11 , November 1971



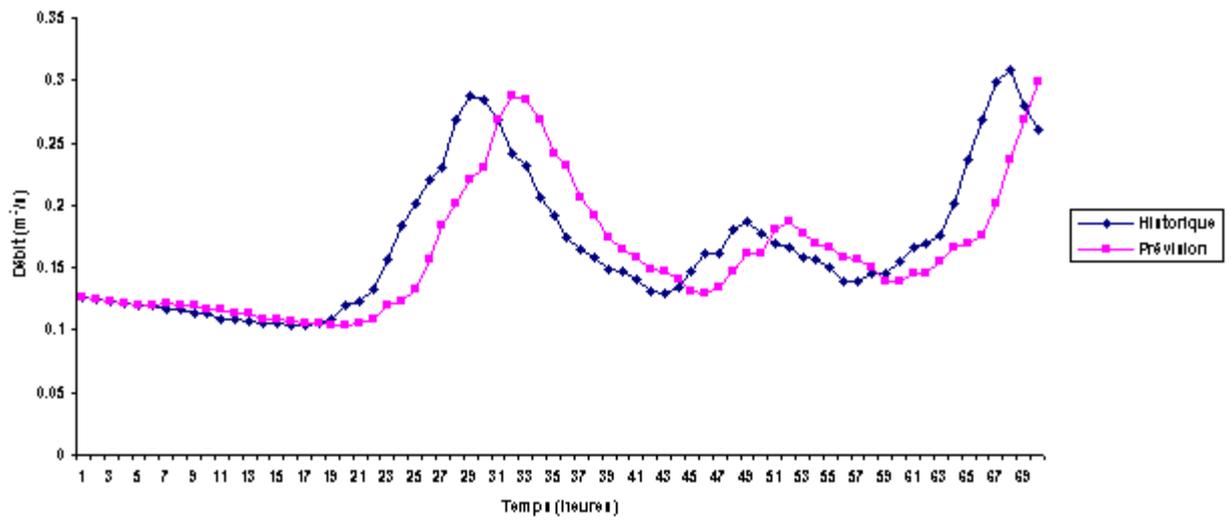
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$ heure crue 2



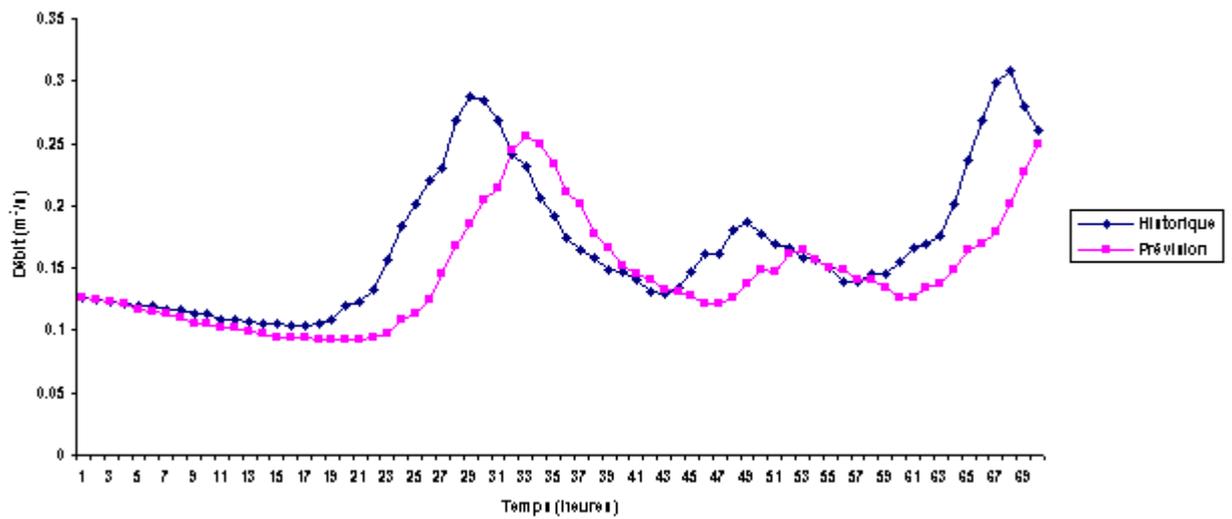
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 2



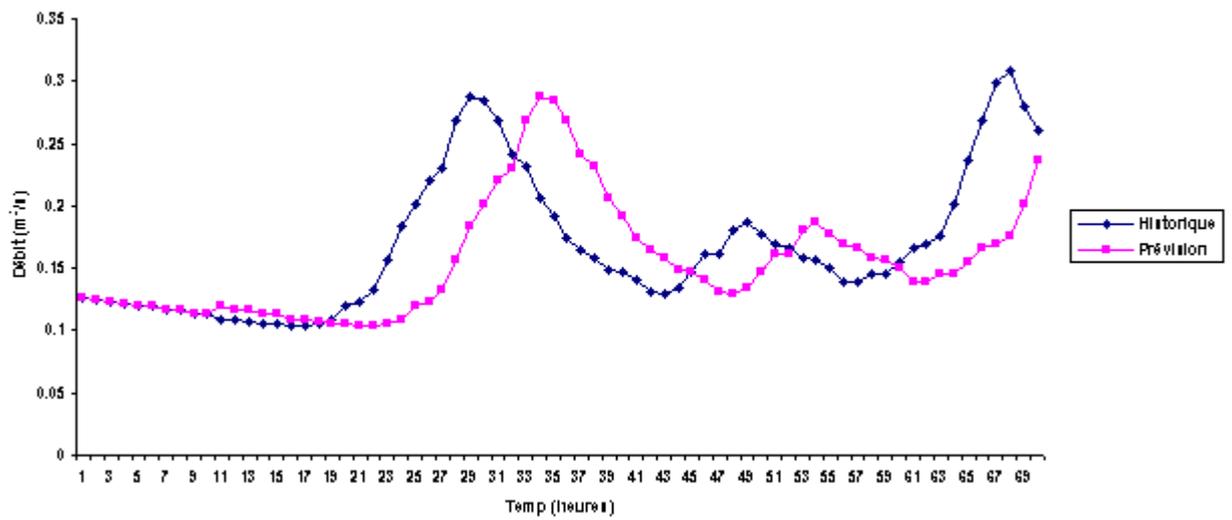
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 2



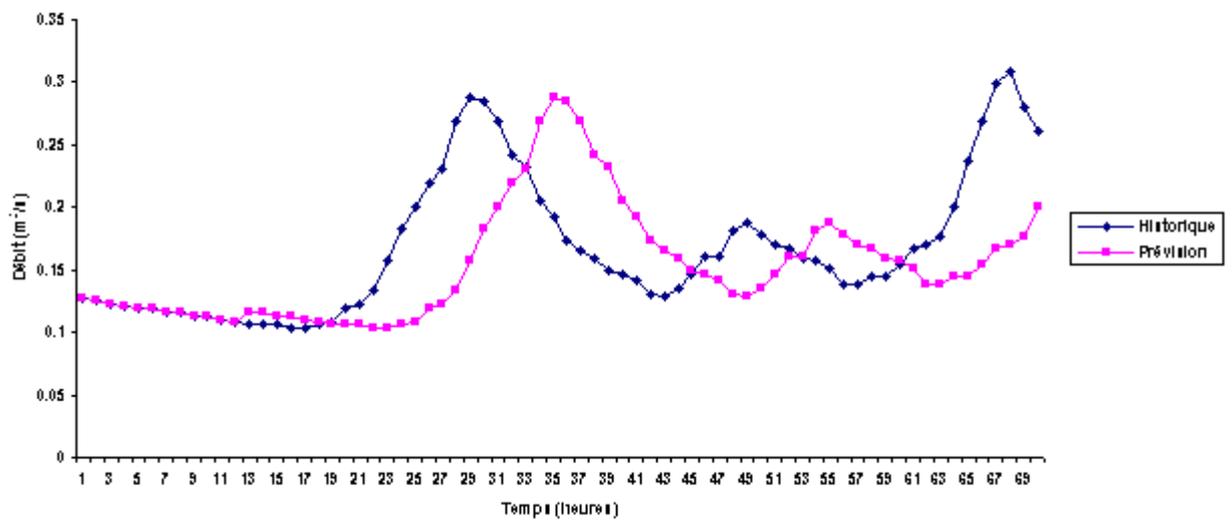
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 2



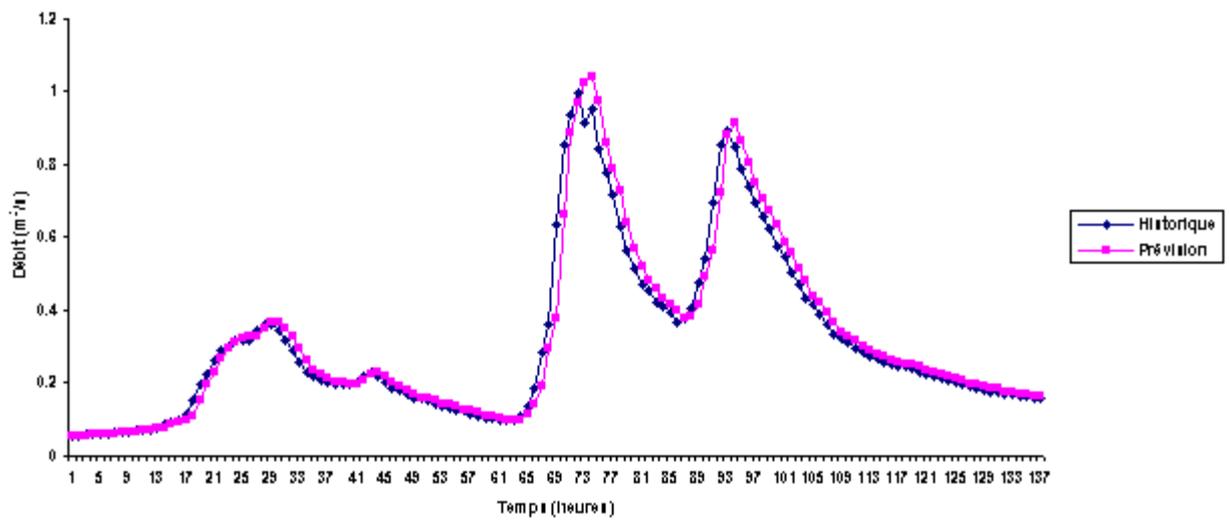
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 2



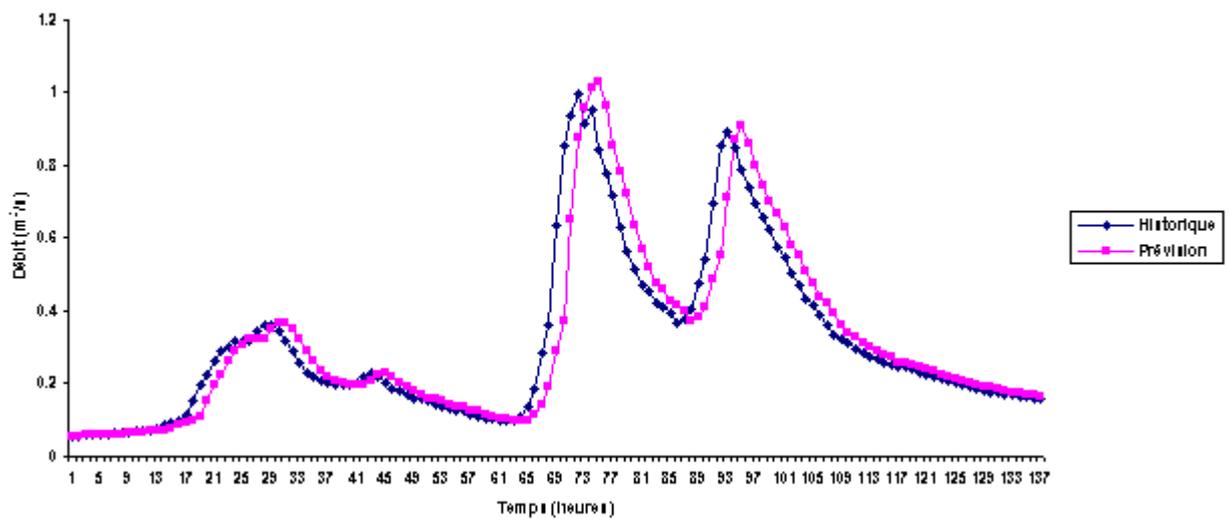
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 2



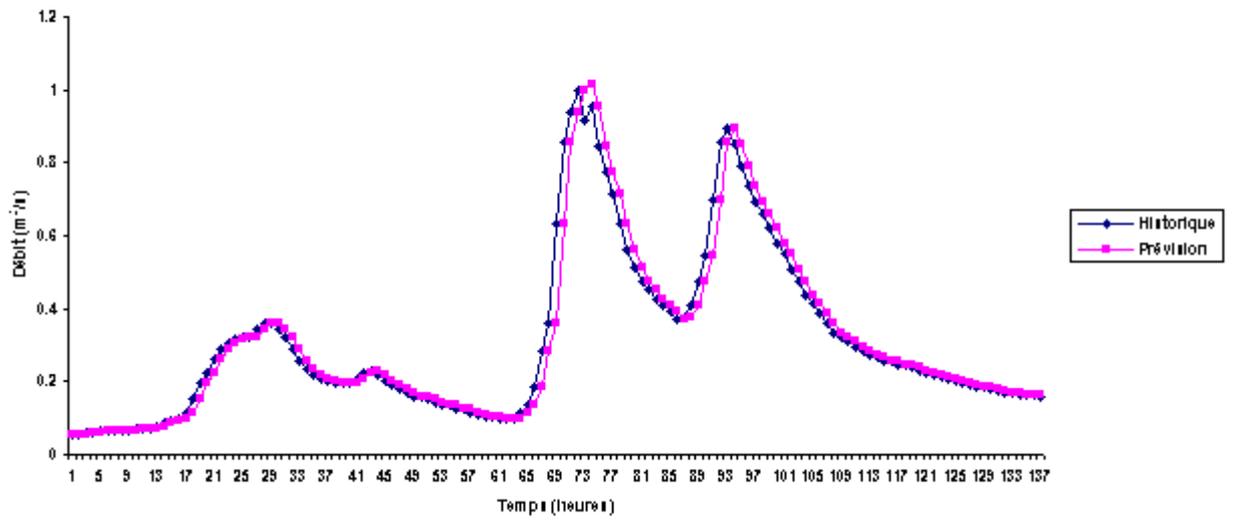
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 3



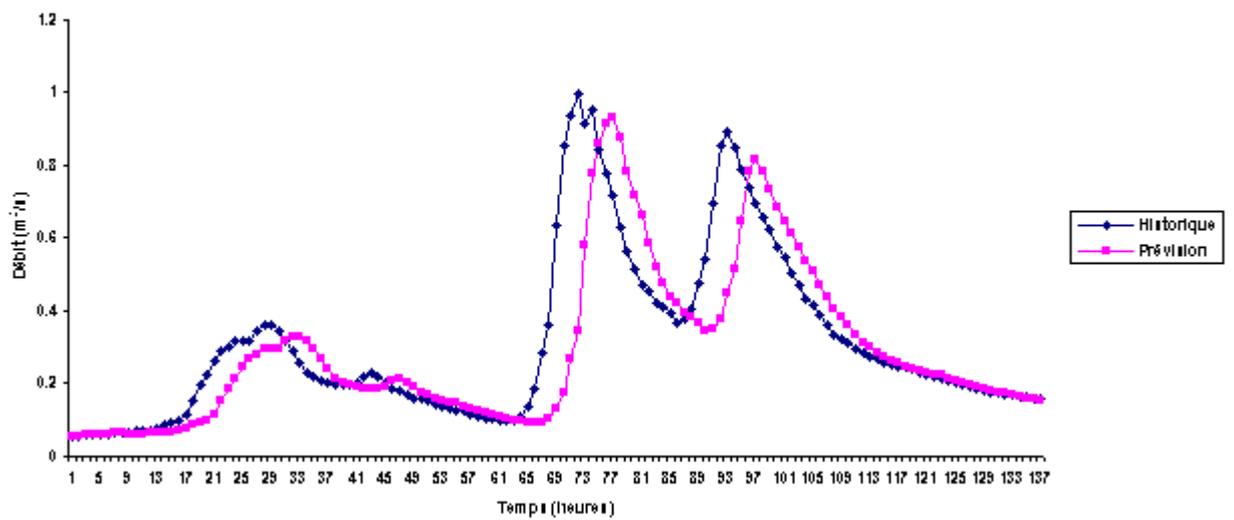
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t= 2$  heures crue 3



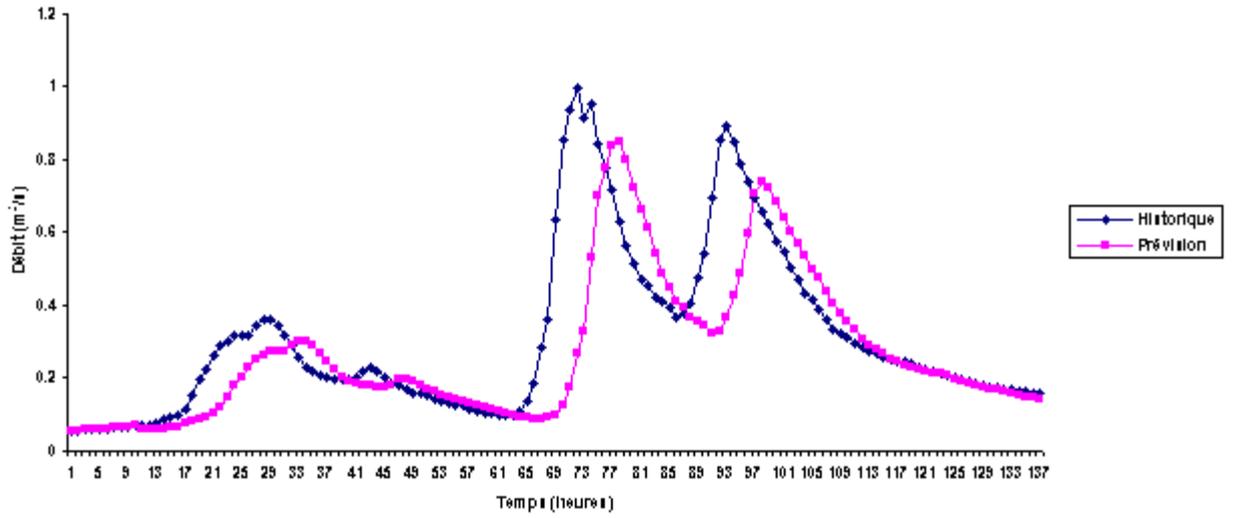
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 3



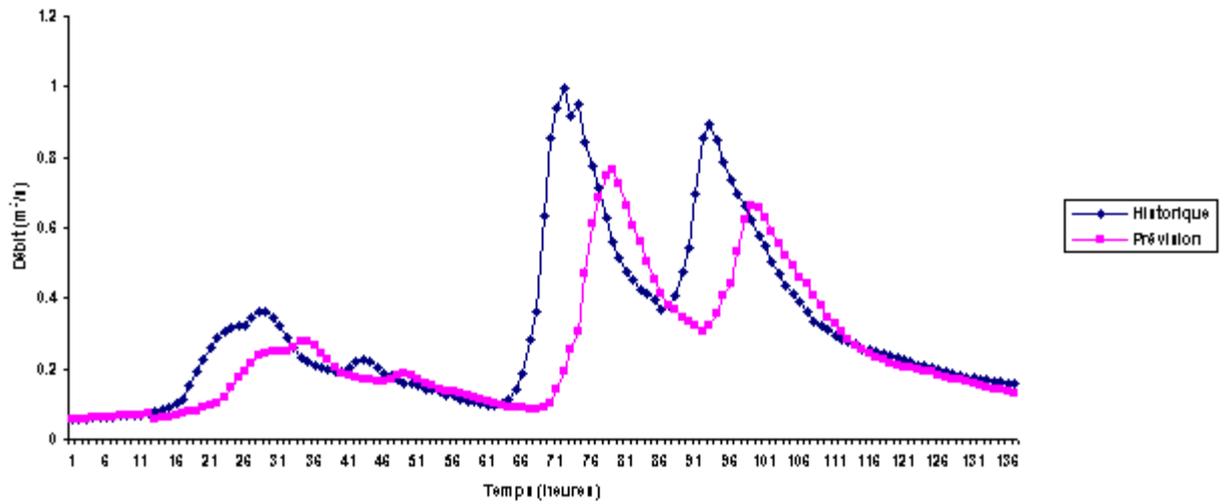
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 3



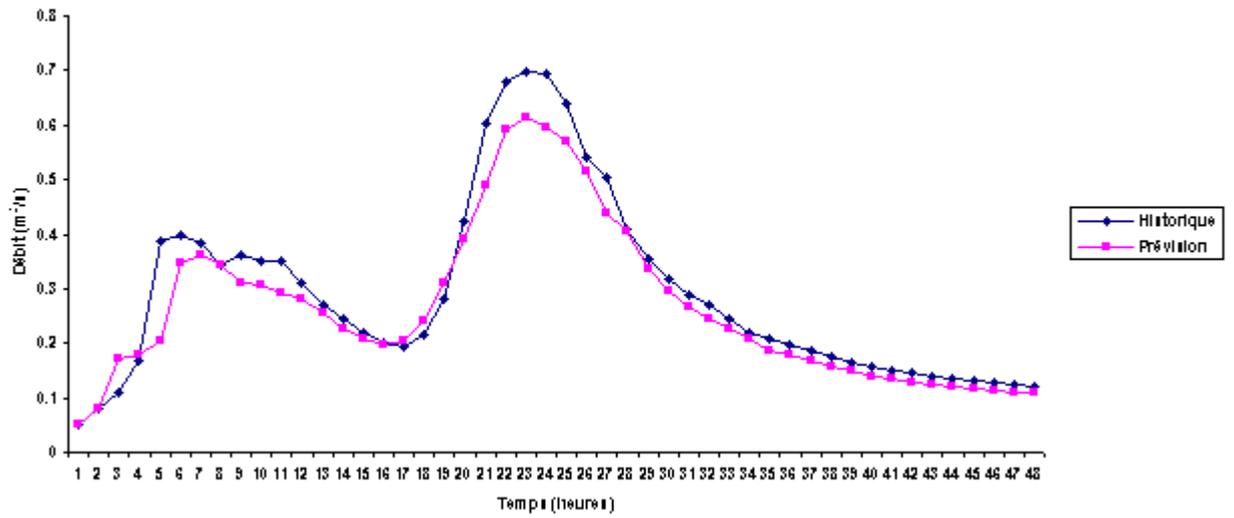
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 3



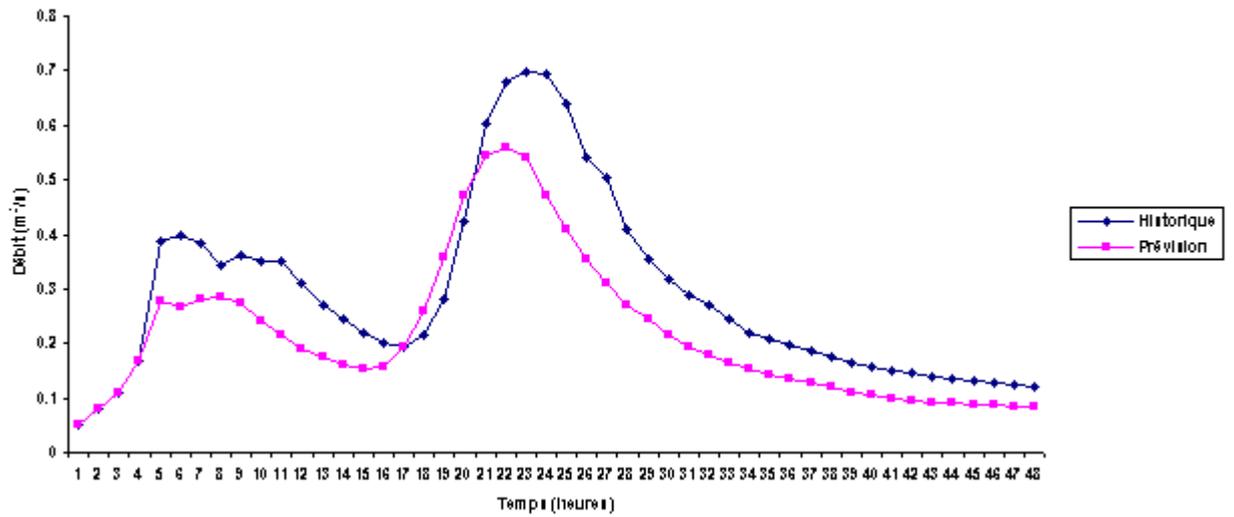
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 3



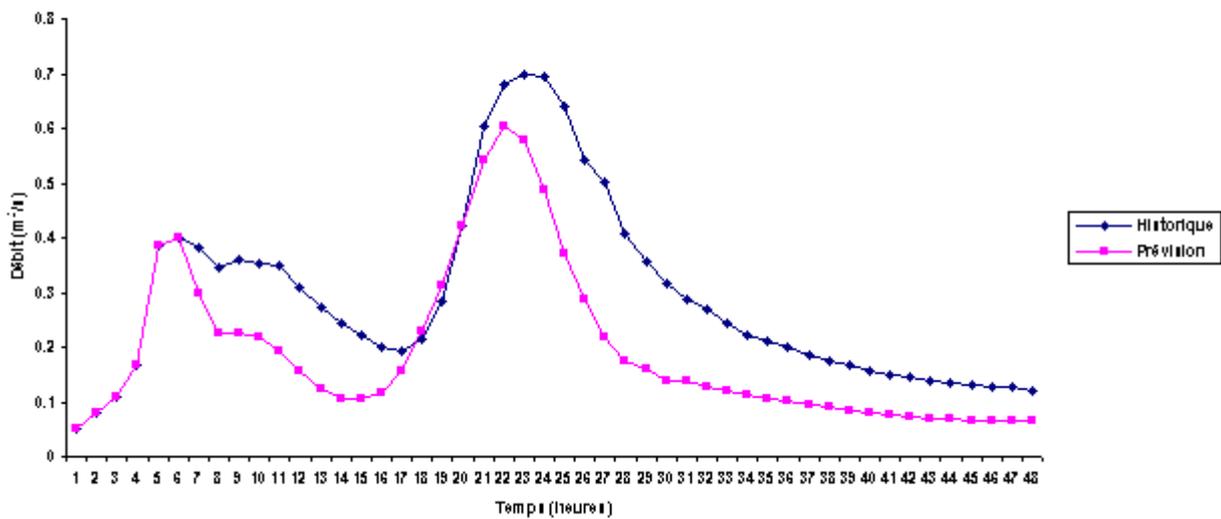
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 4



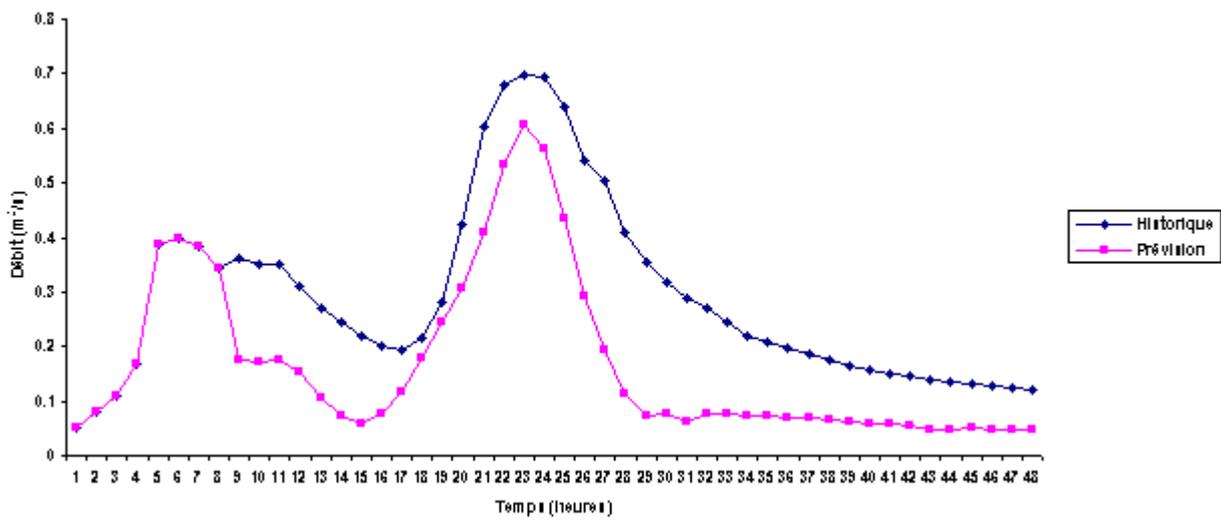
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 4



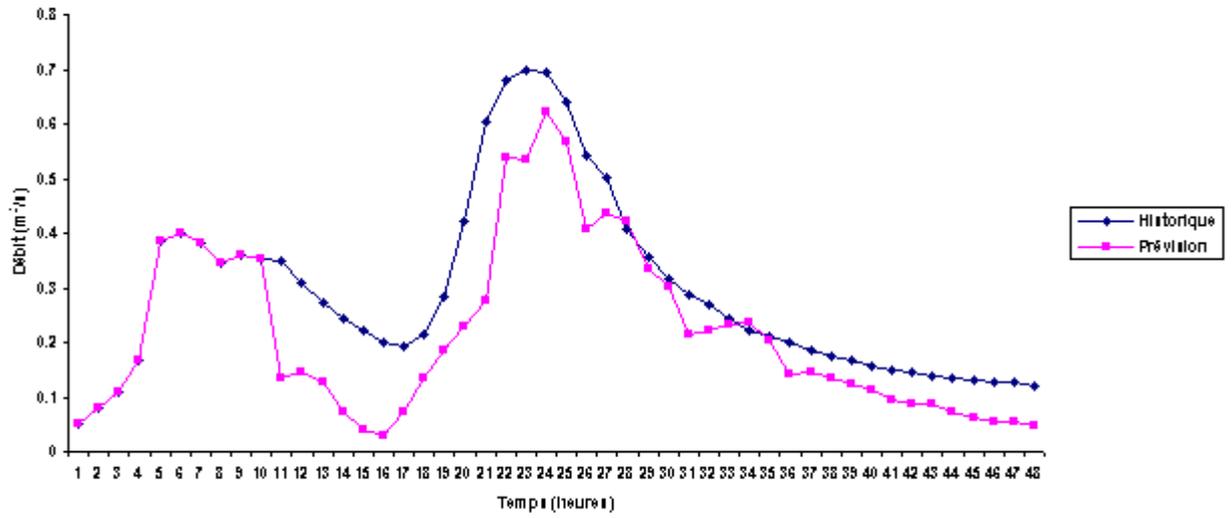
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 4



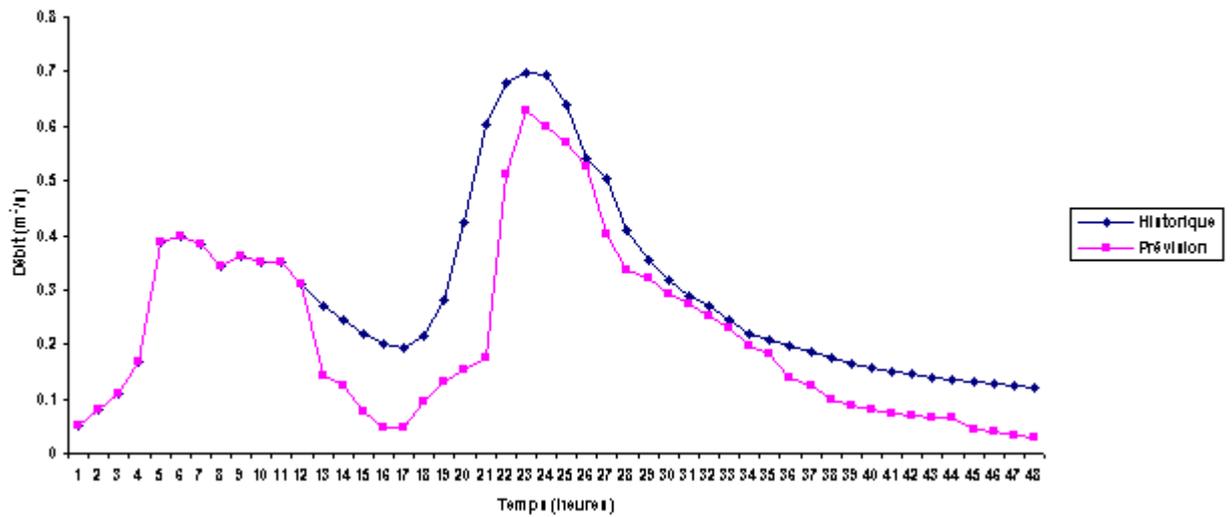
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 4



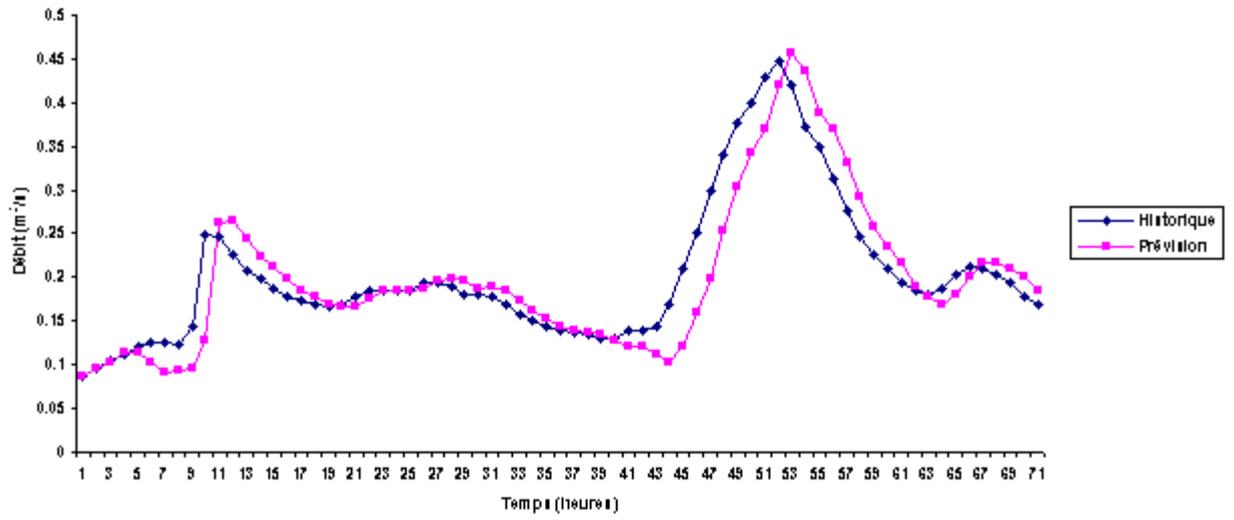
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 4



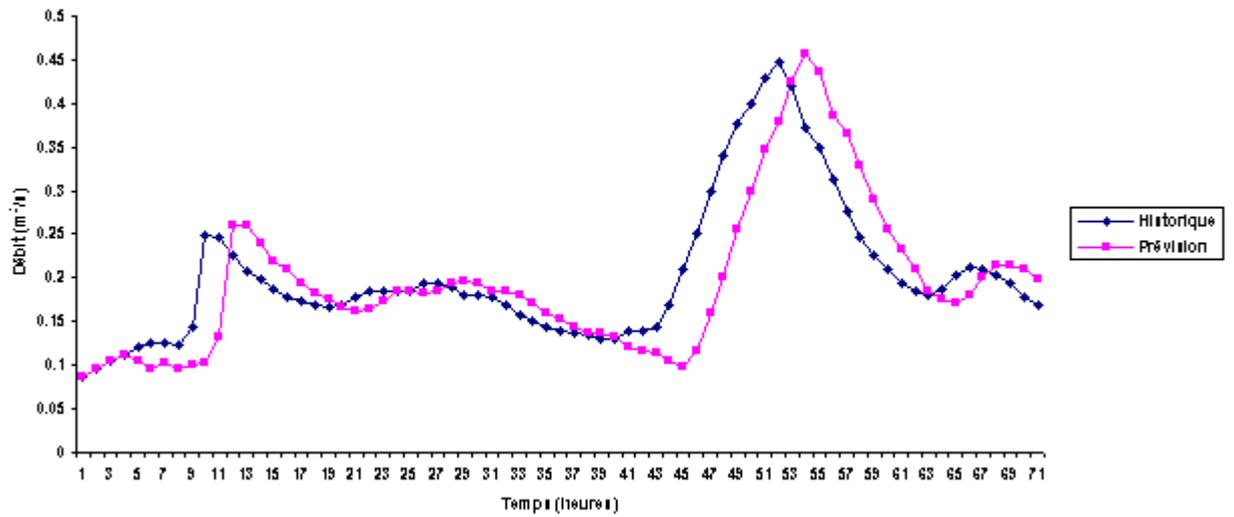
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 4



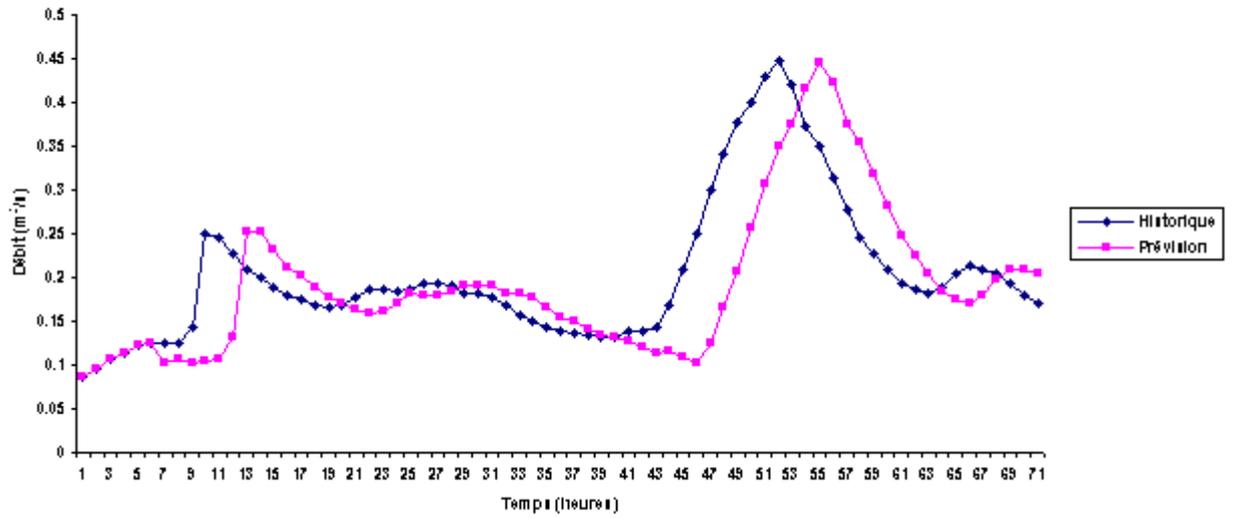
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 5



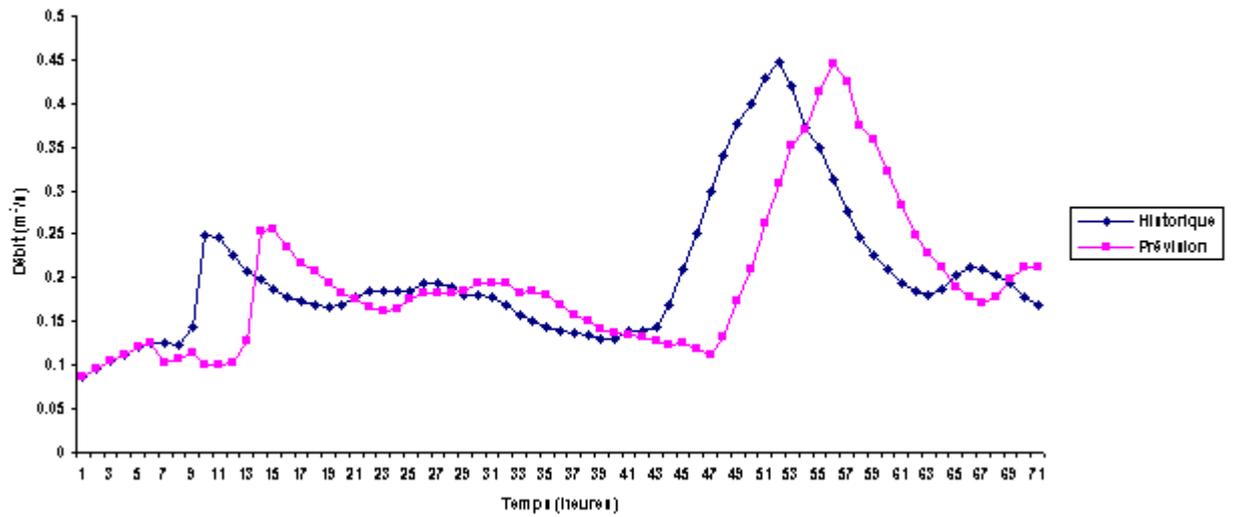
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 5



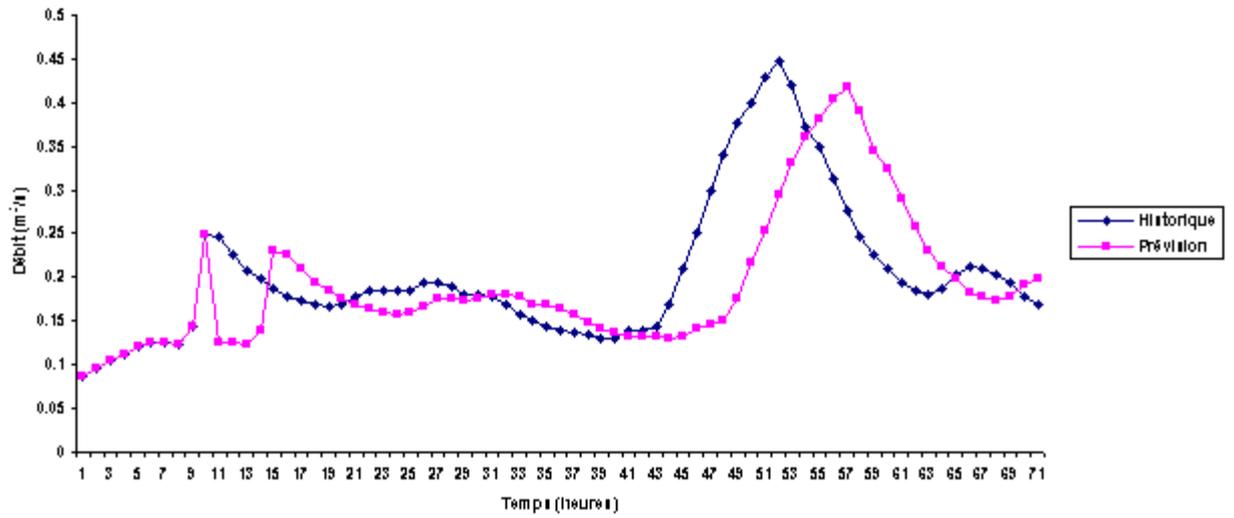
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 5



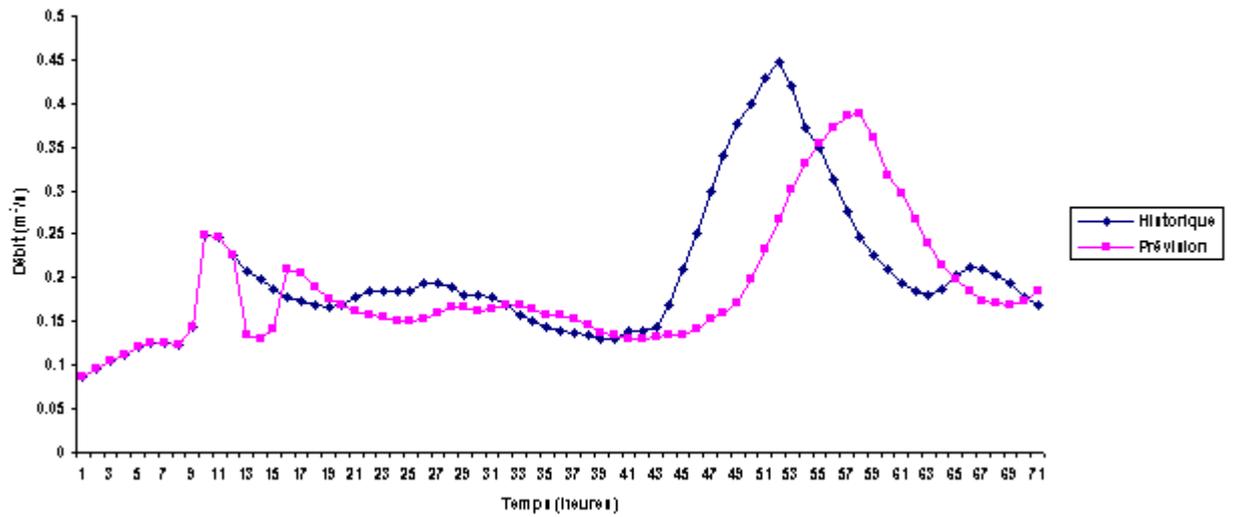
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 5



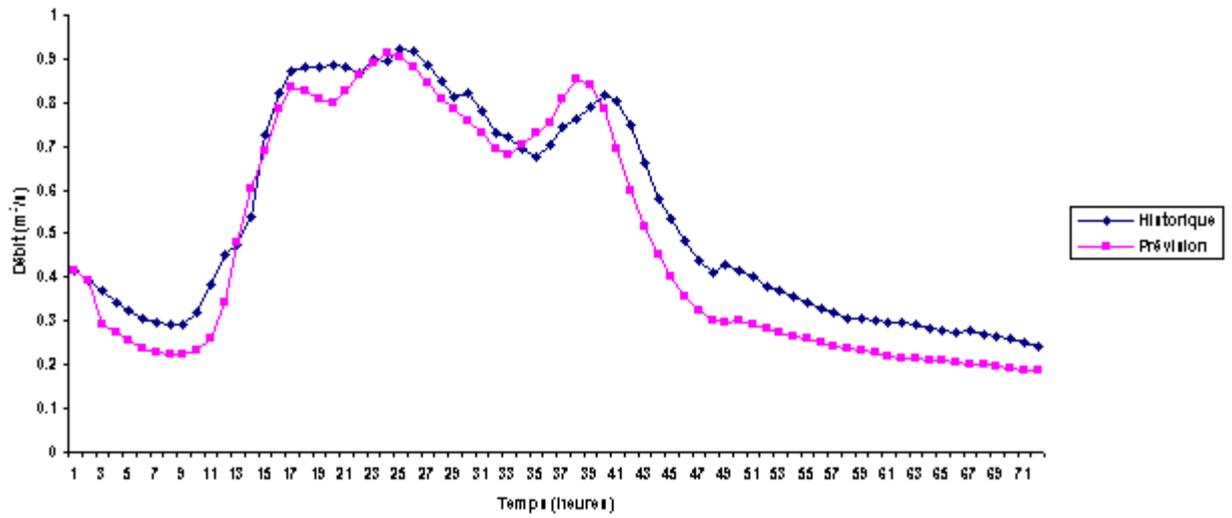
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 5



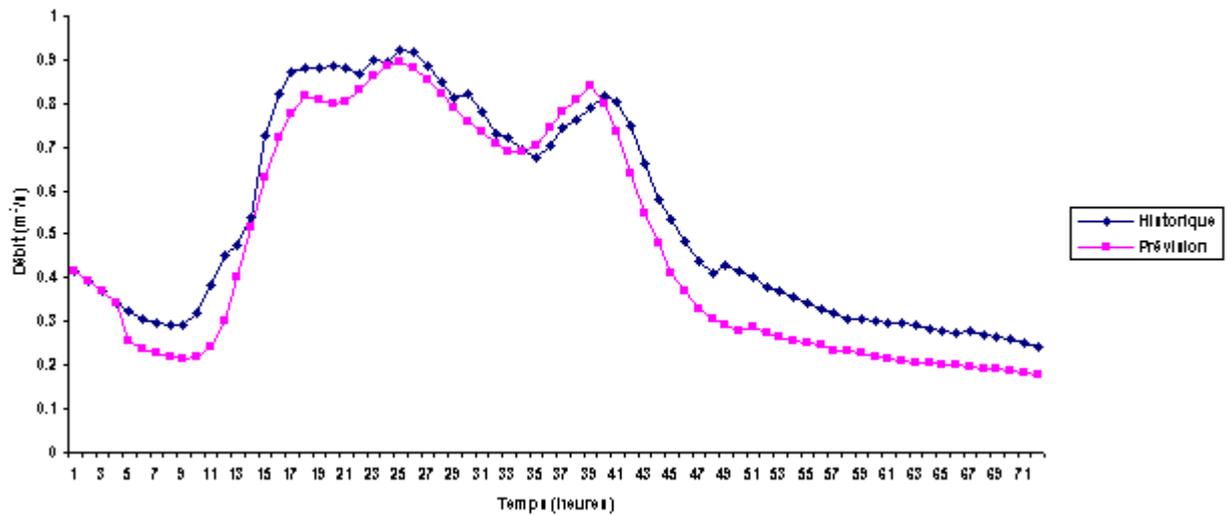
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 5



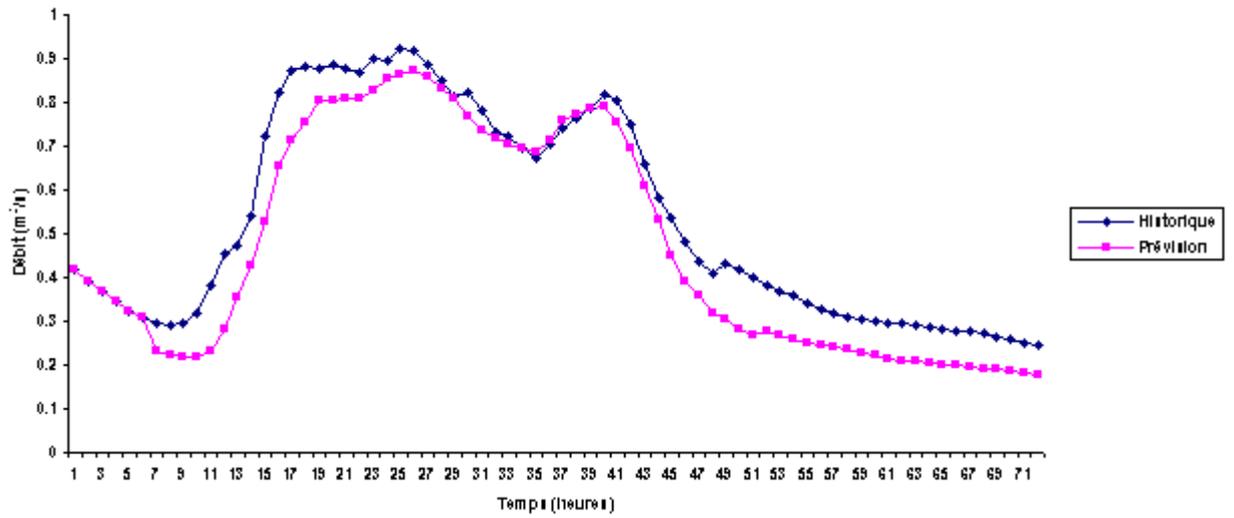
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 6



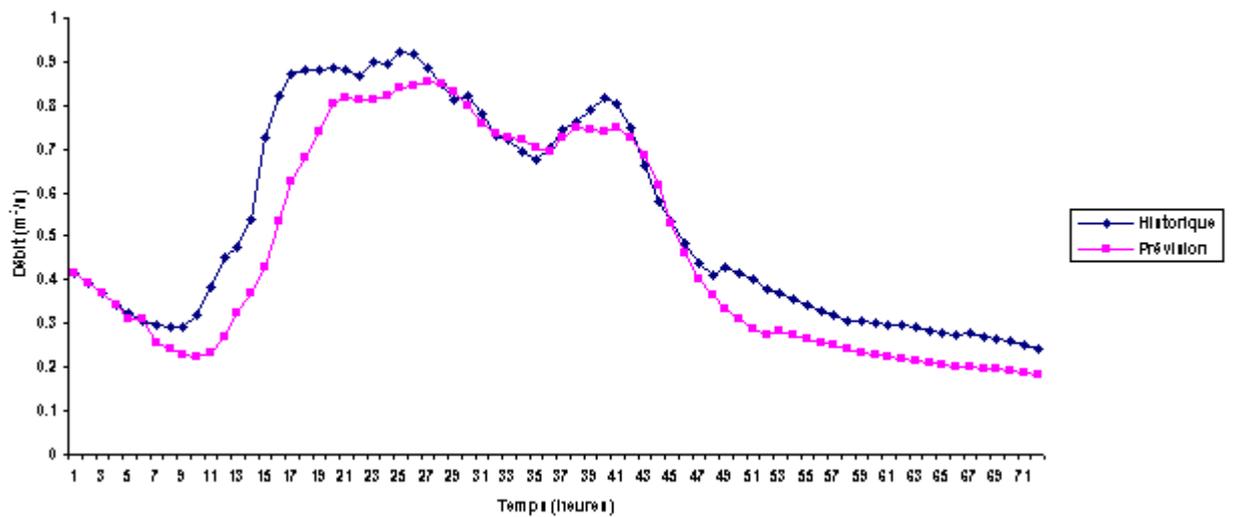
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 6



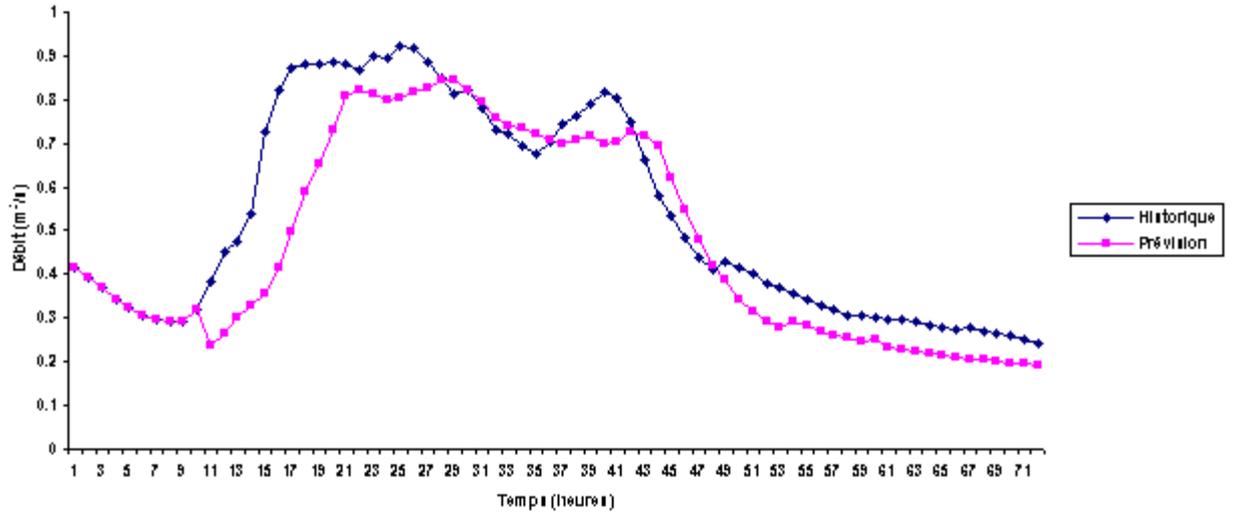
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 6



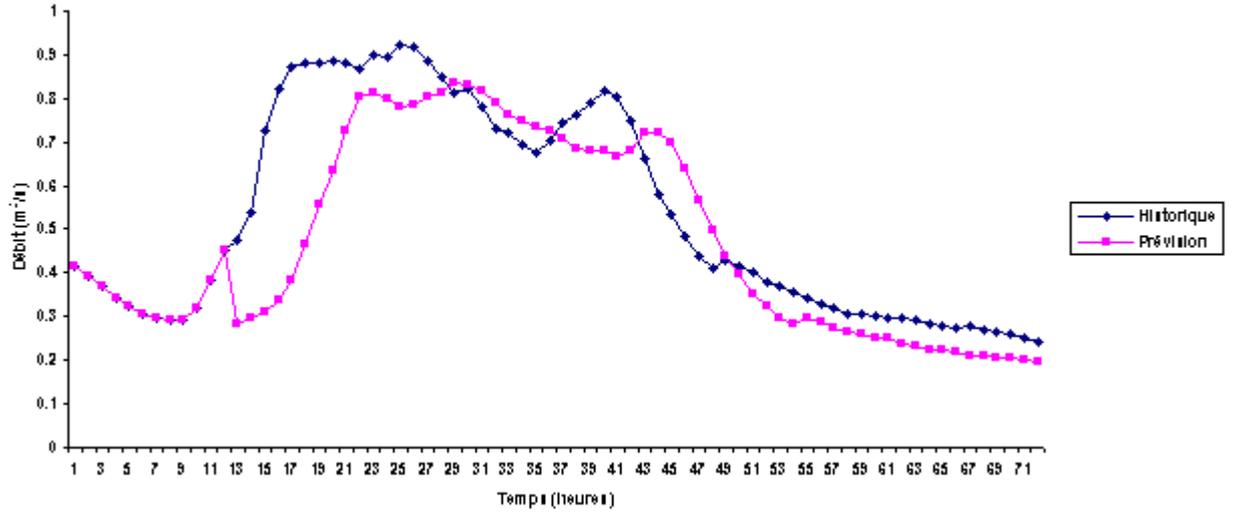
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 6



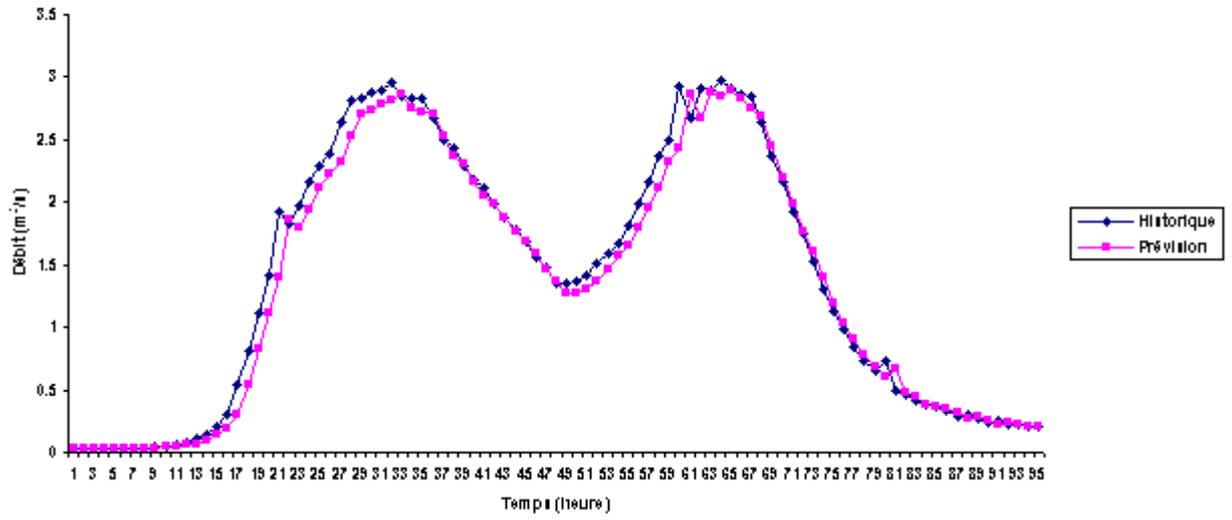
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 6



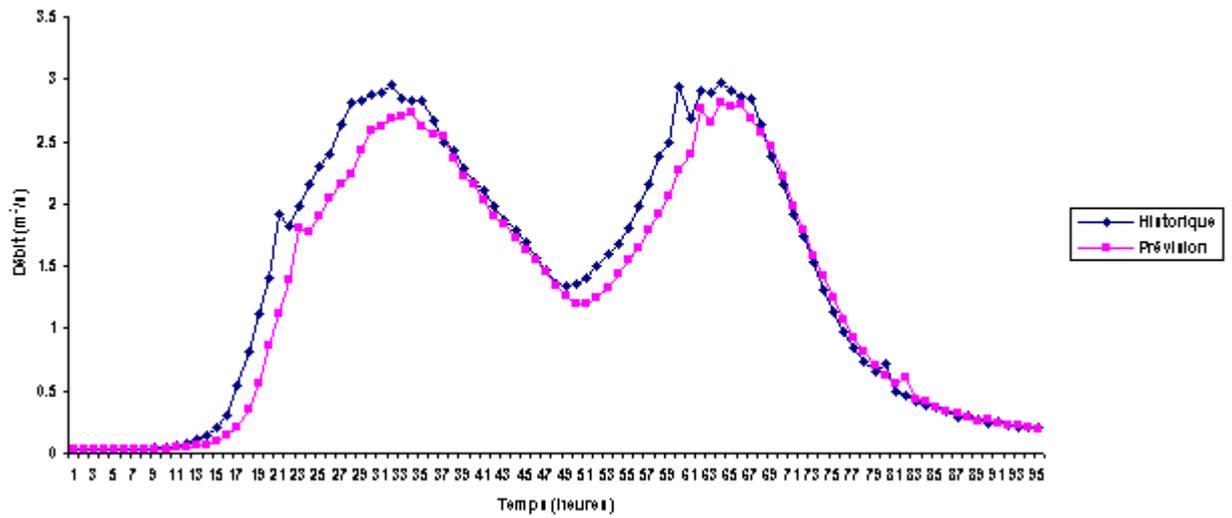
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 6



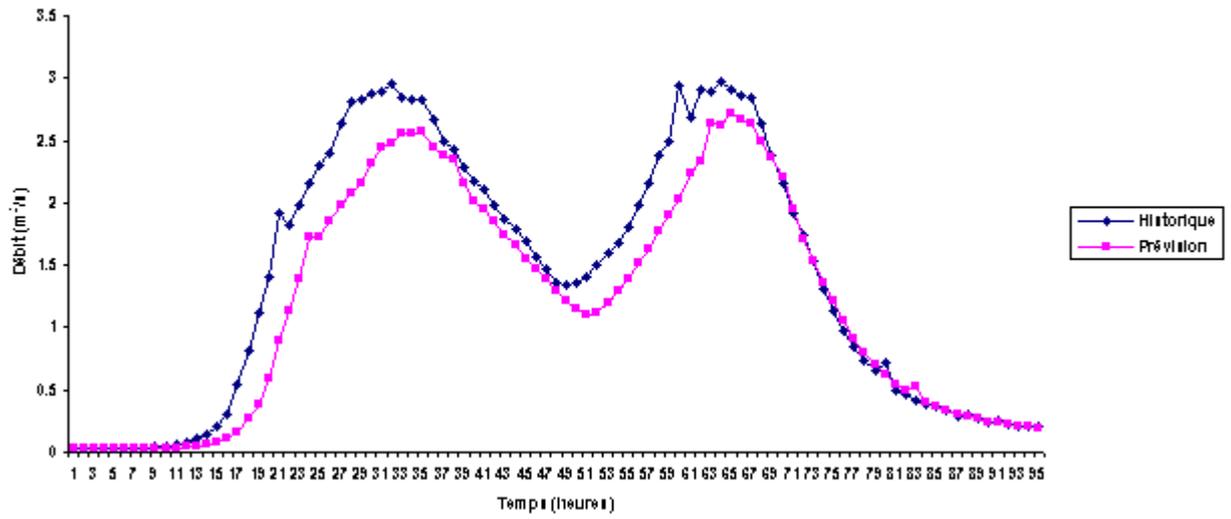
Prévision à la station de Baghlia à partir des stations de la RN25 et de Belloua  $\Delta t = 1$  heure crue N°1



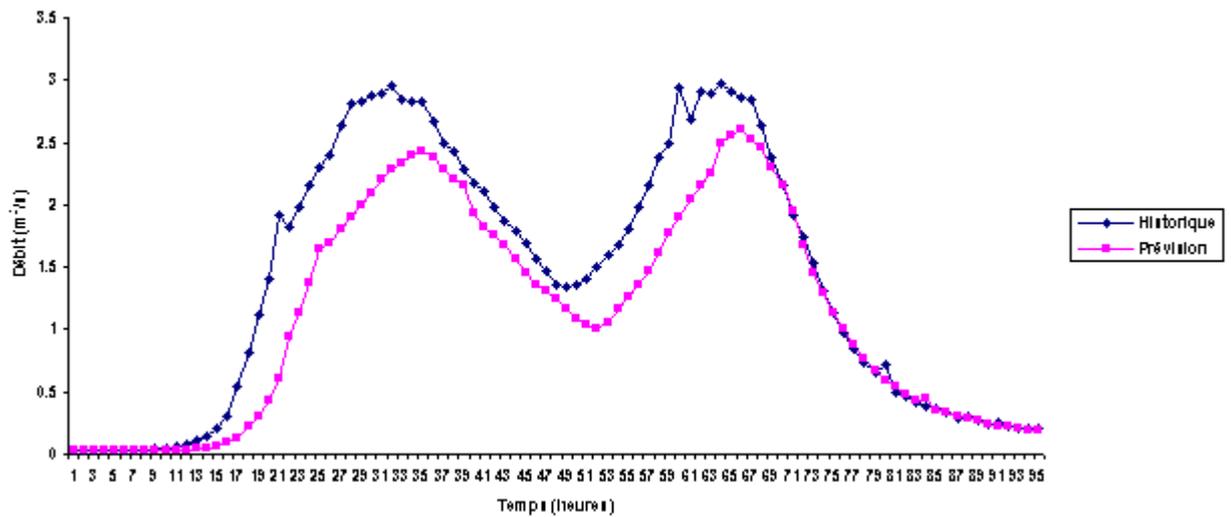
Prévision à la station de Baghlia à partir des stations de la RN25 et de Belloua  $\Delta t = 2$  heures crue 1



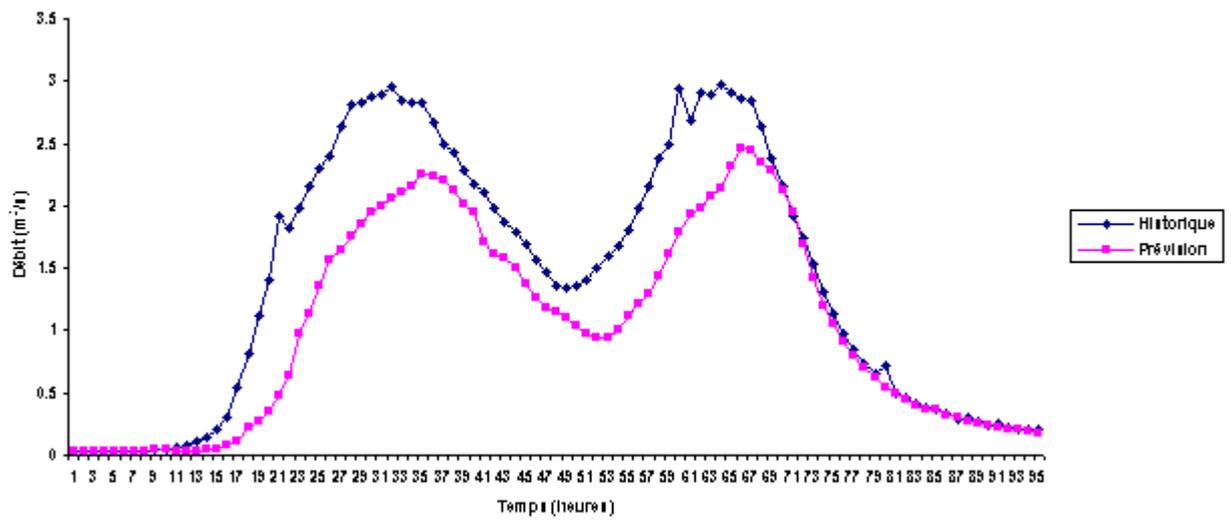
Prévision à la station de Baghlia à partir des stations de la RN25 et de Belloua  $\Delta t = 3$  heures crue 1



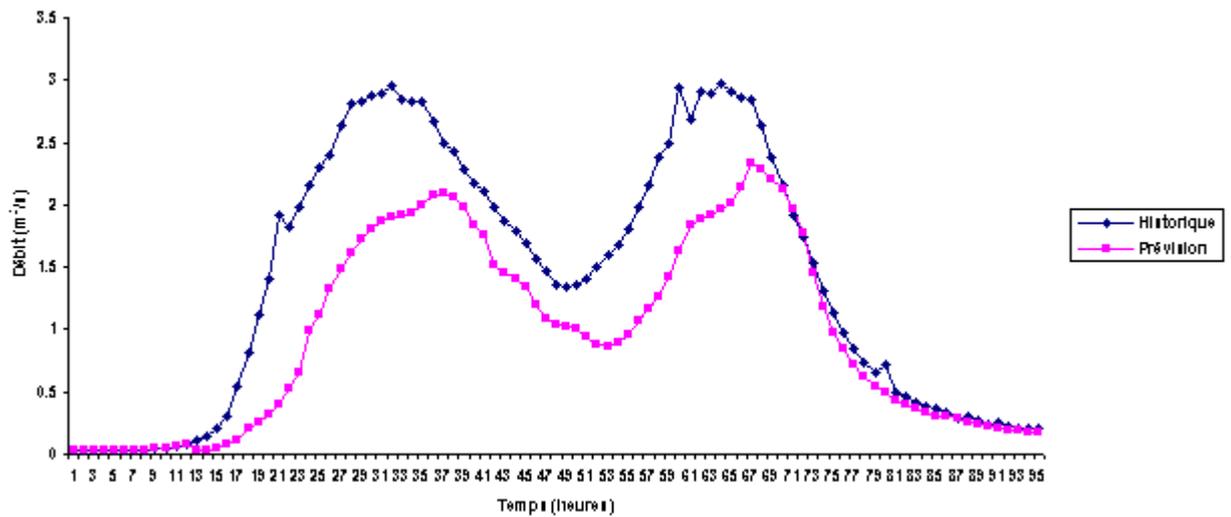
Prévision à la station de Baghlia à partir des stations de la RN25 et de Belloua  $\Delta t = 4$  heures crue 1



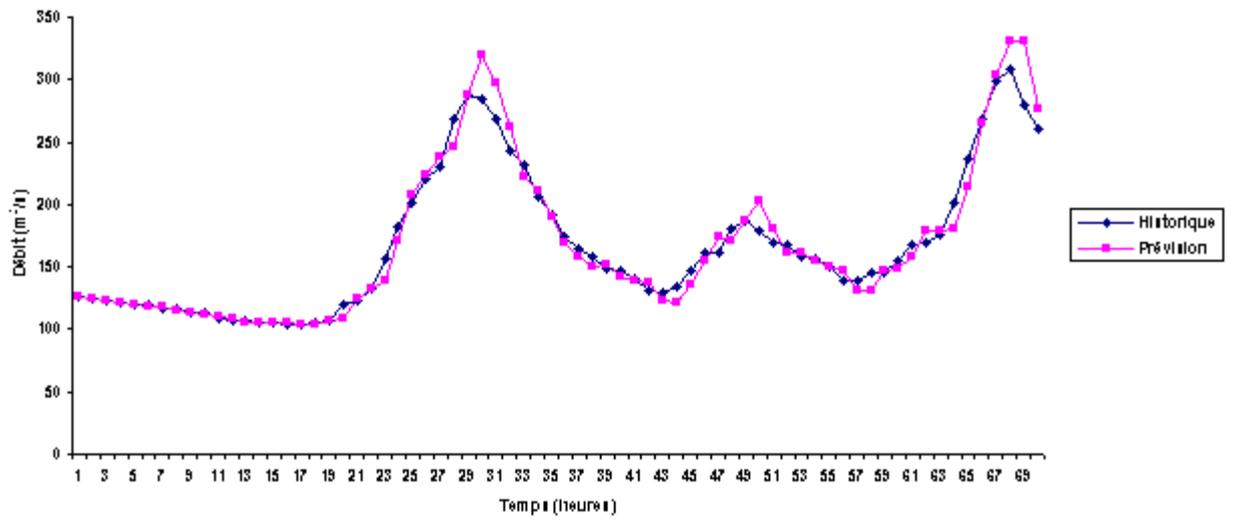
Prévision à la station de Baghlia à partir des stations de la RN25 et de Belloua  $\Delta t = 5$  heures crue 1



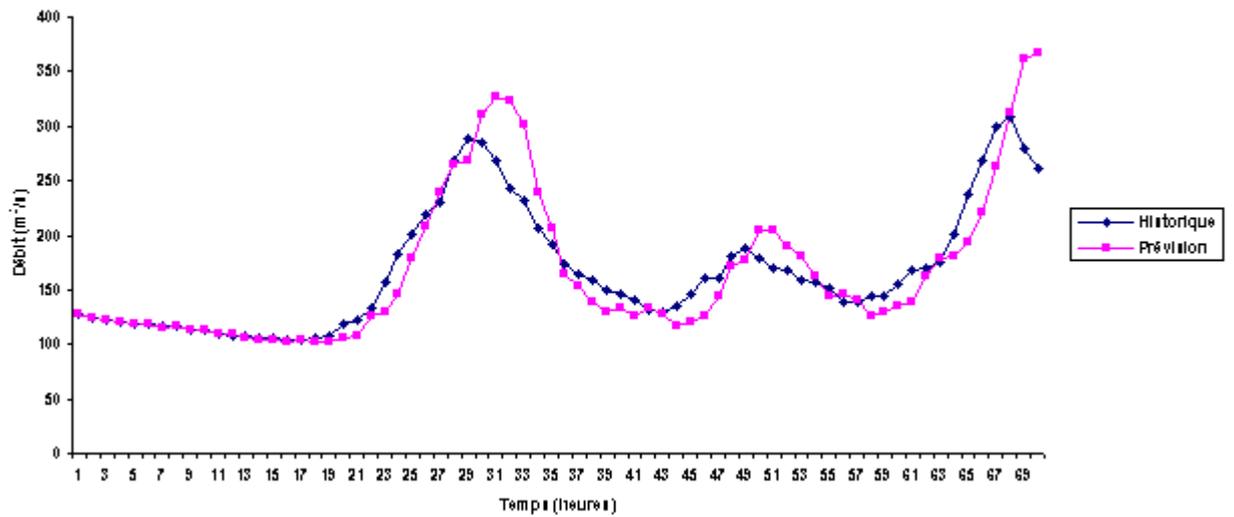
Prévision à la station de Baghlia à partir des stations de la RN25 et de Belloua  $\Delta t = 6$  heures crue 1



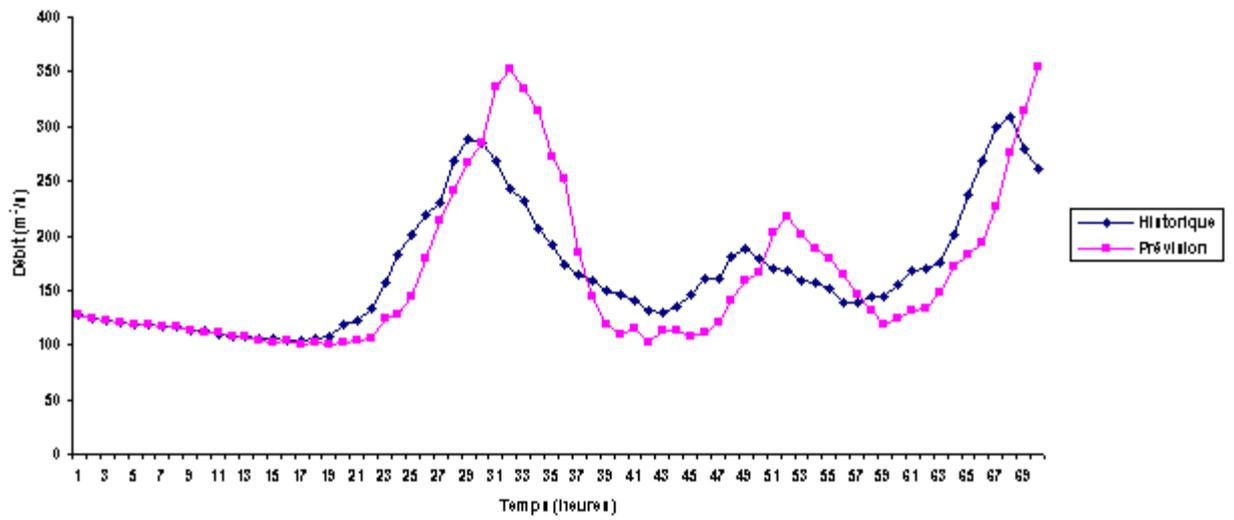
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$ heure crue 1



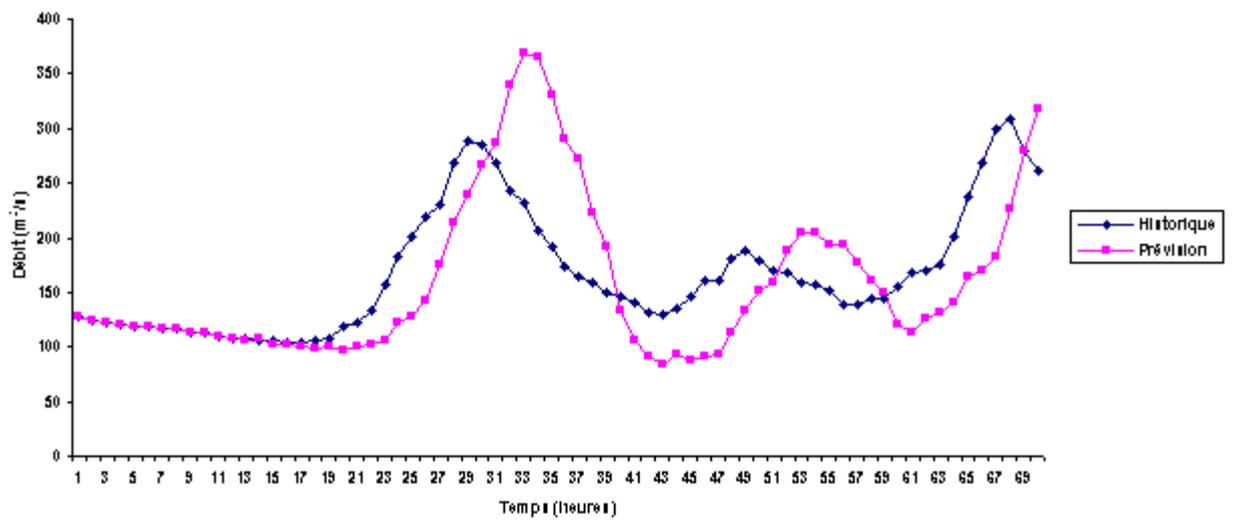
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$ heures crue 1



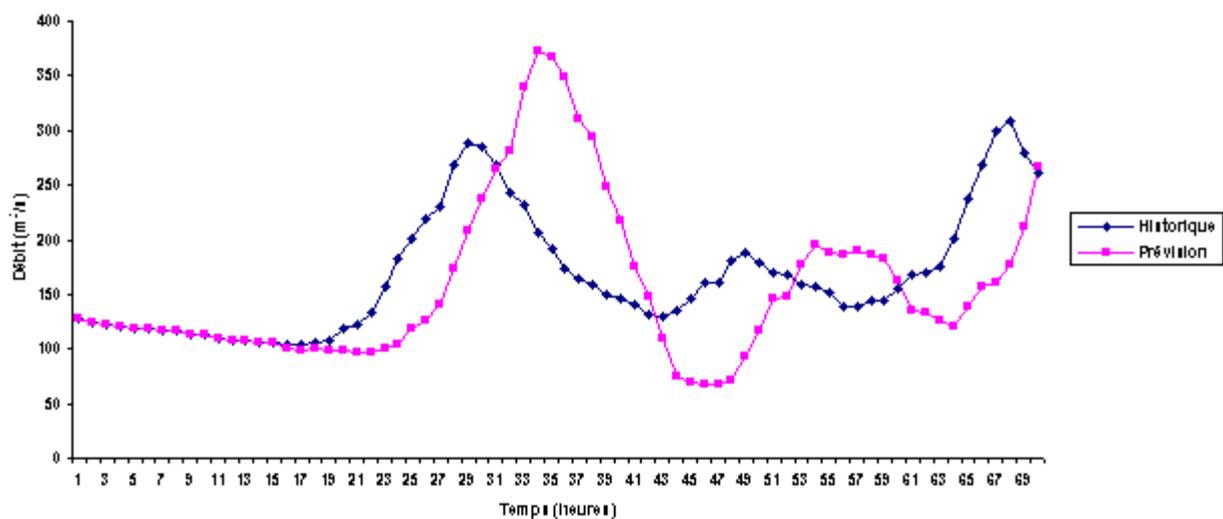
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 1



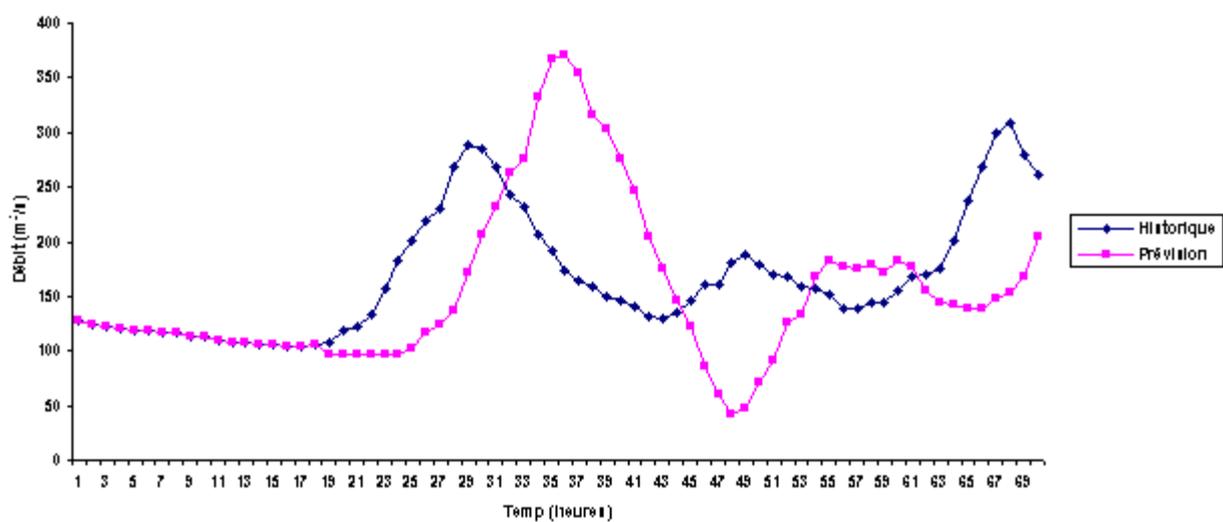
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 1



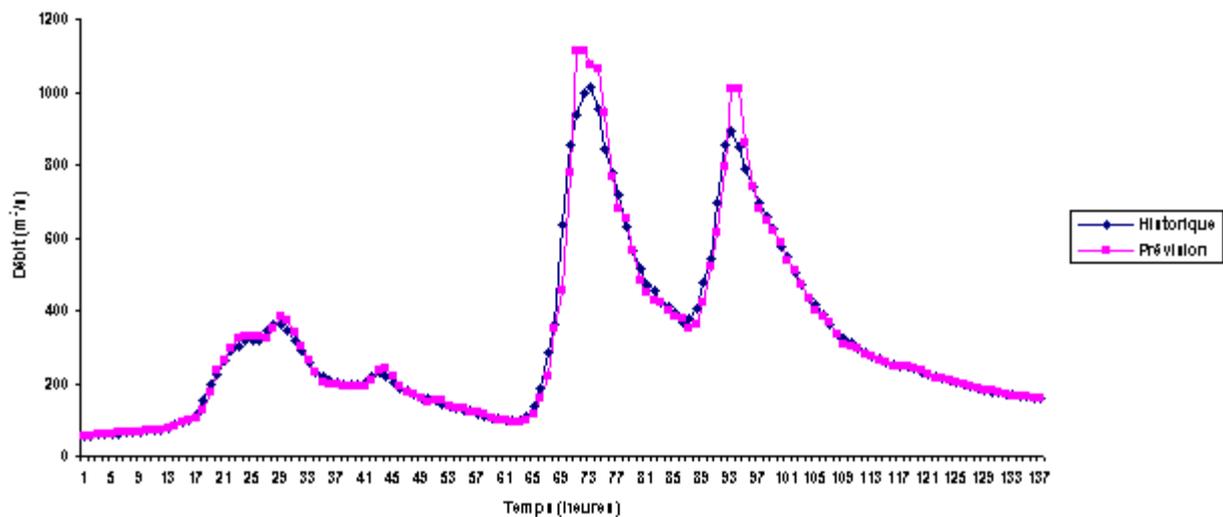
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 1



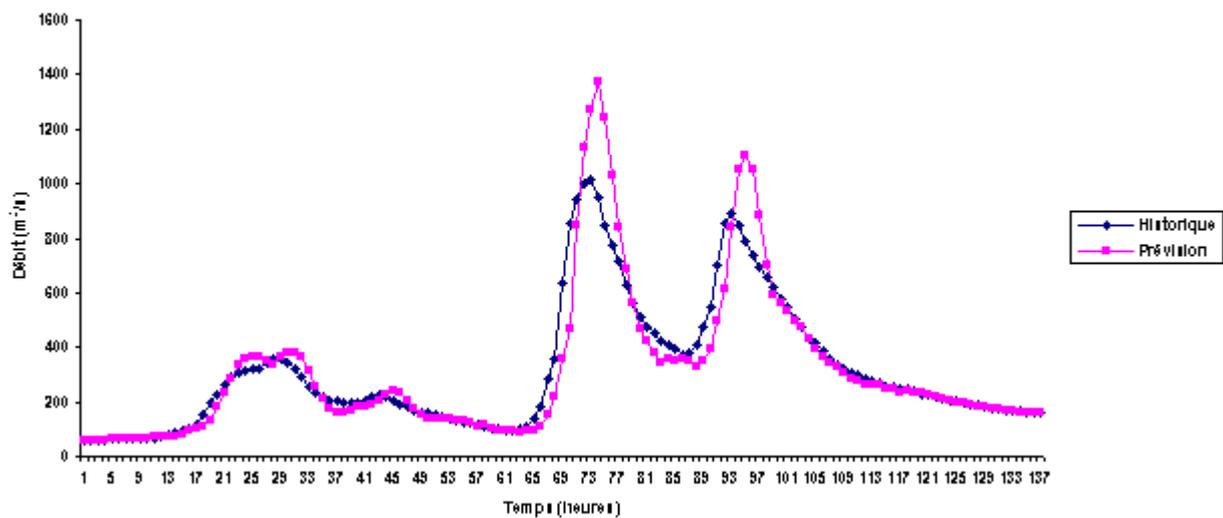
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 1



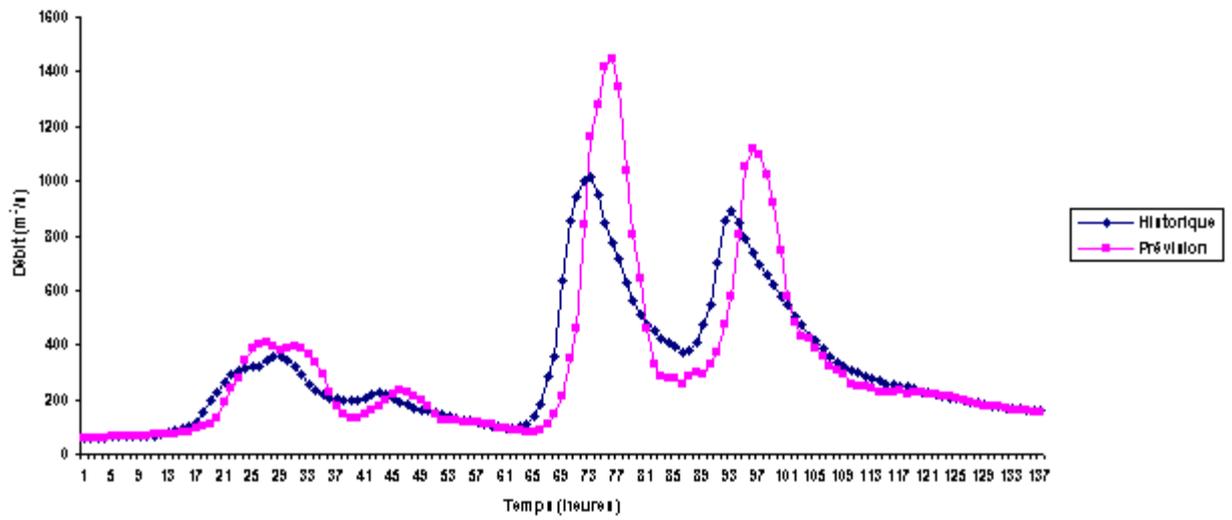
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$ heure crue 2



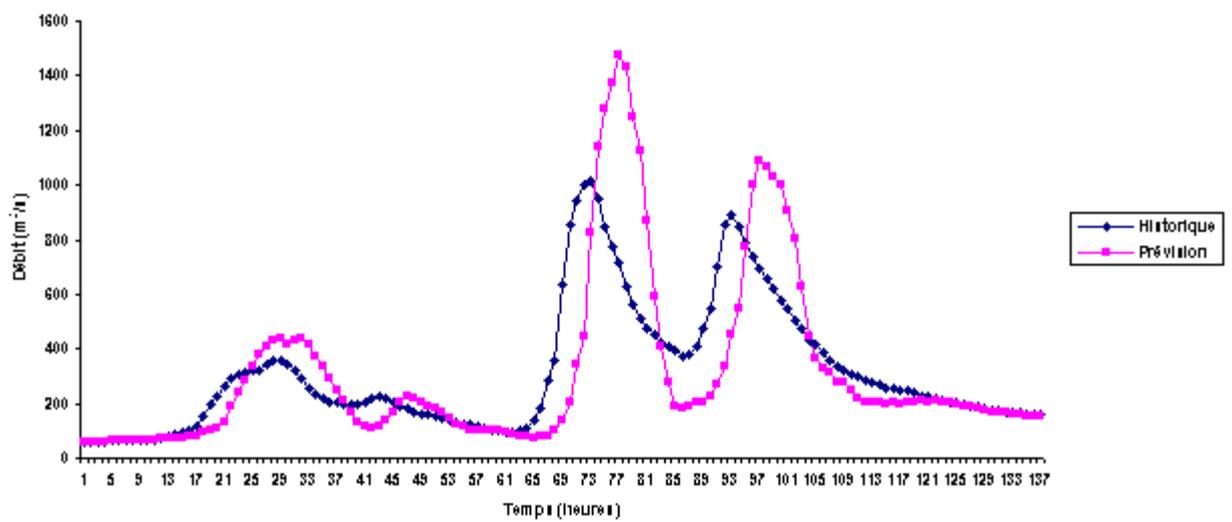
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$ heures crue 2



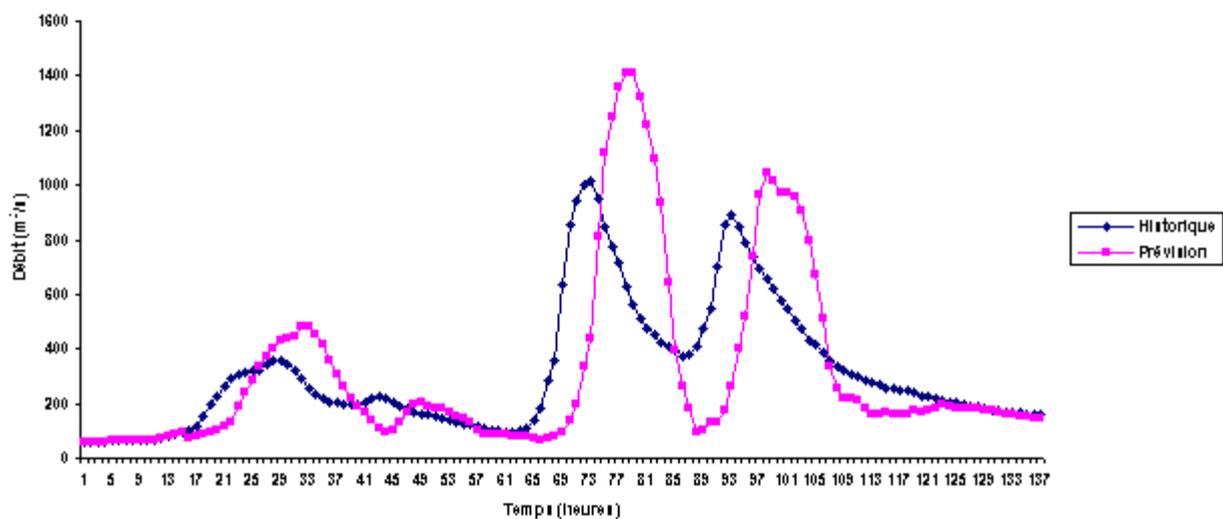
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$ heures crue 2



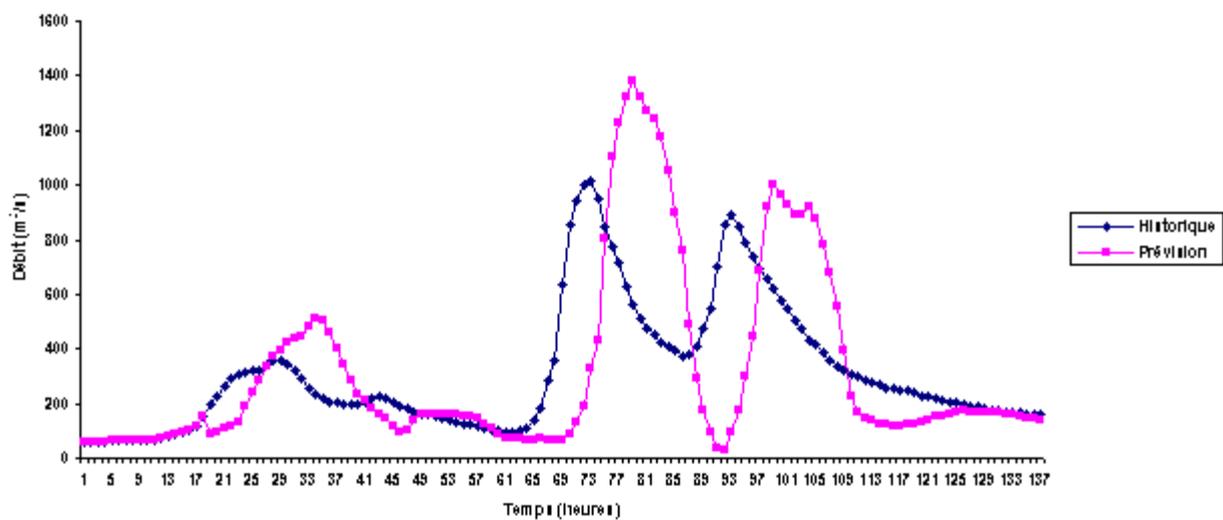
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 2



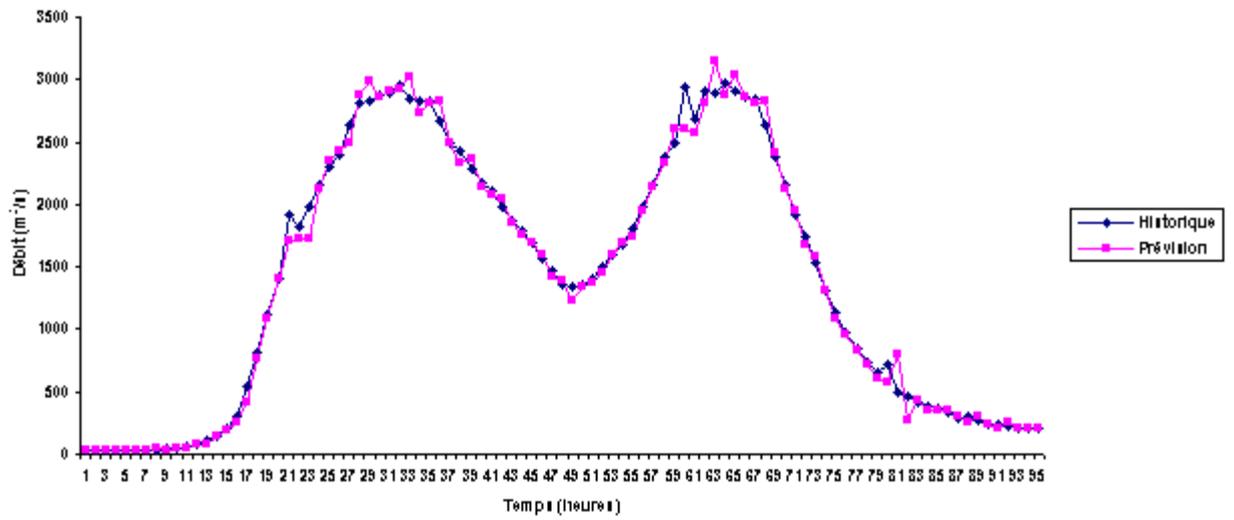
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 2



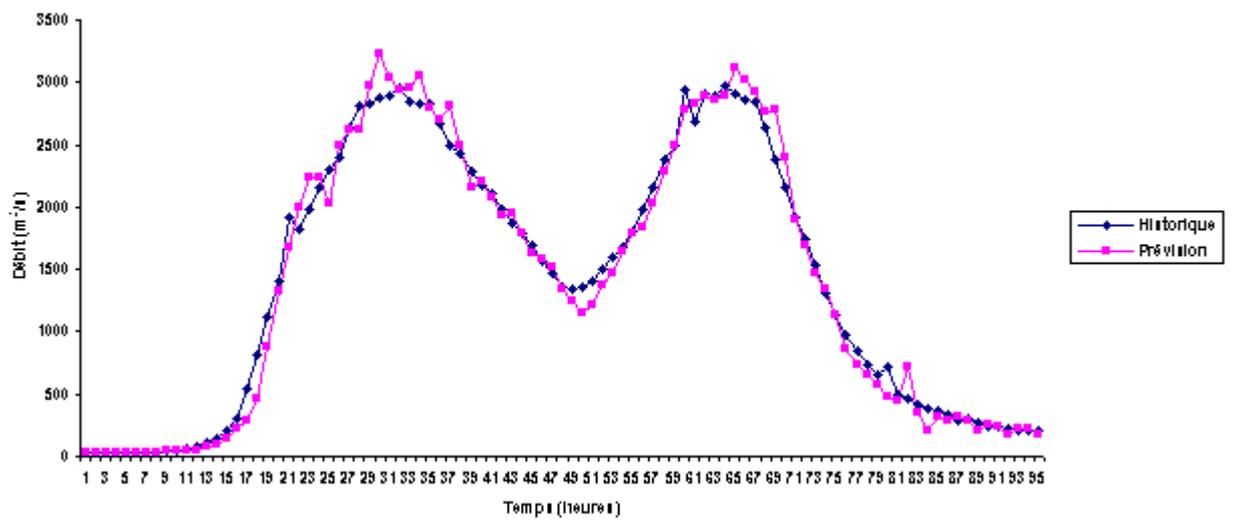
Prévision à la station de Baghlia par lissage à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 2



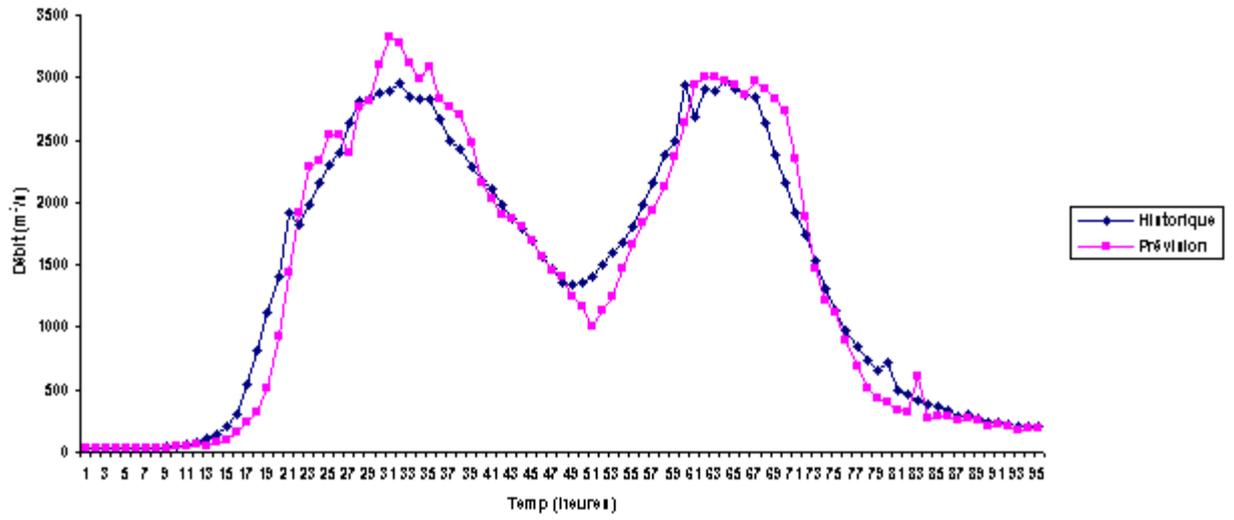
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 1



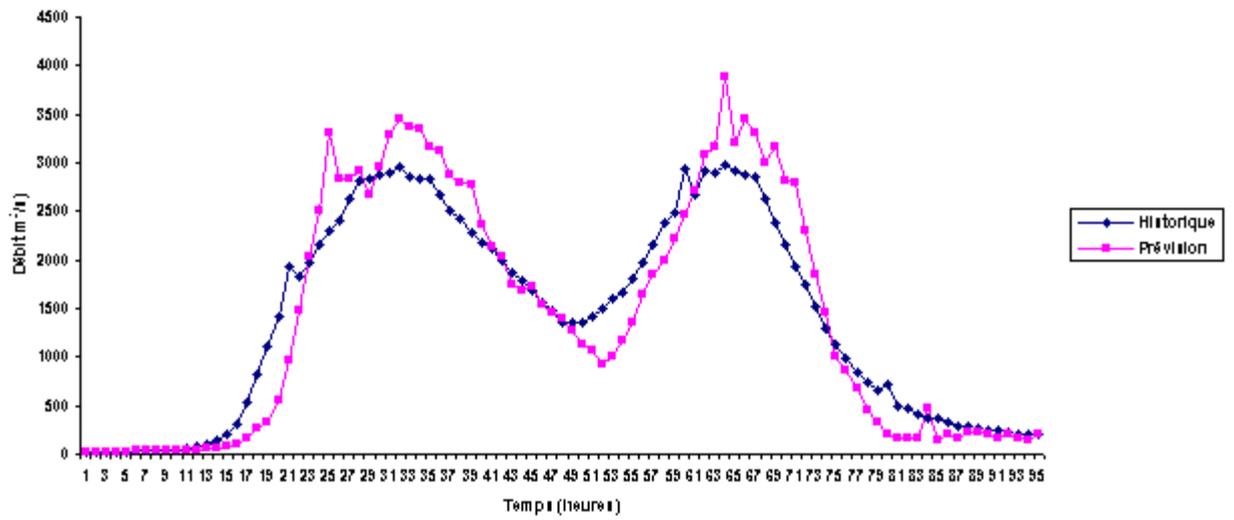
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 1



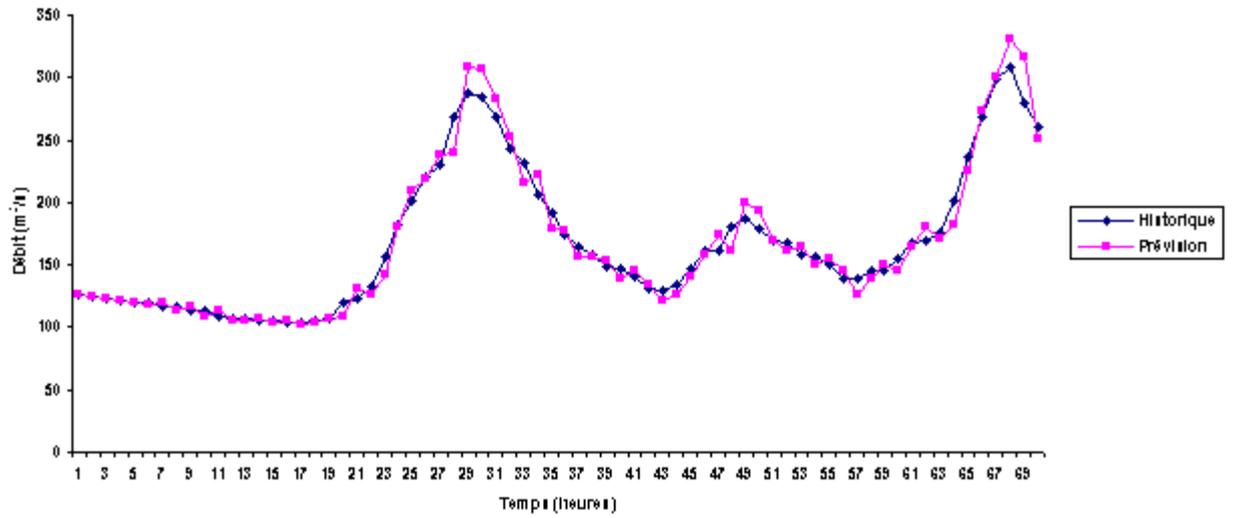
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 1



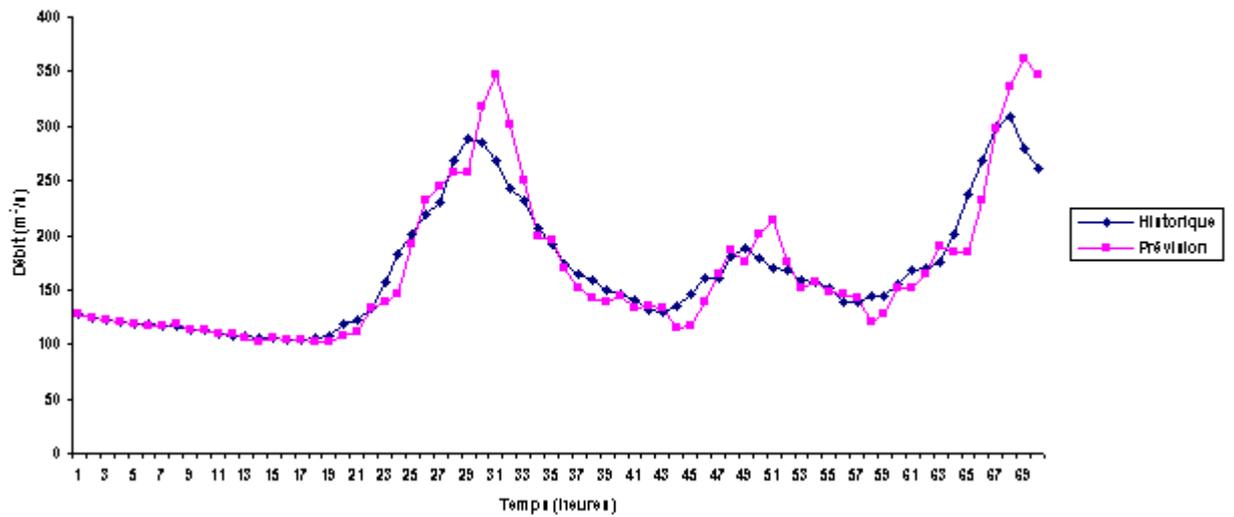
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 1



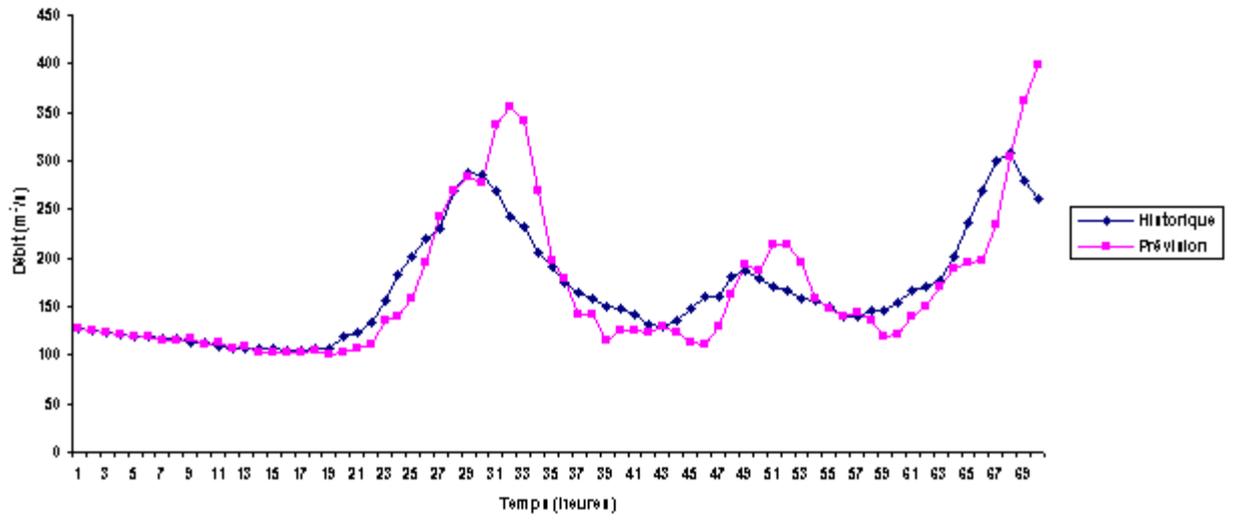
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  
 $\Delta t=1$  heure crue 2



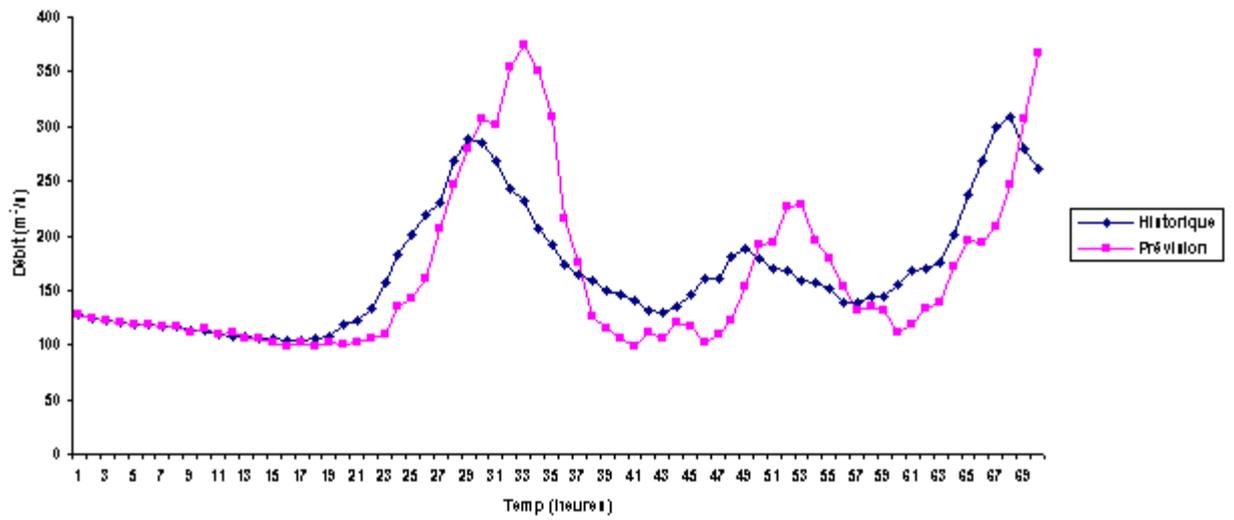
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 2



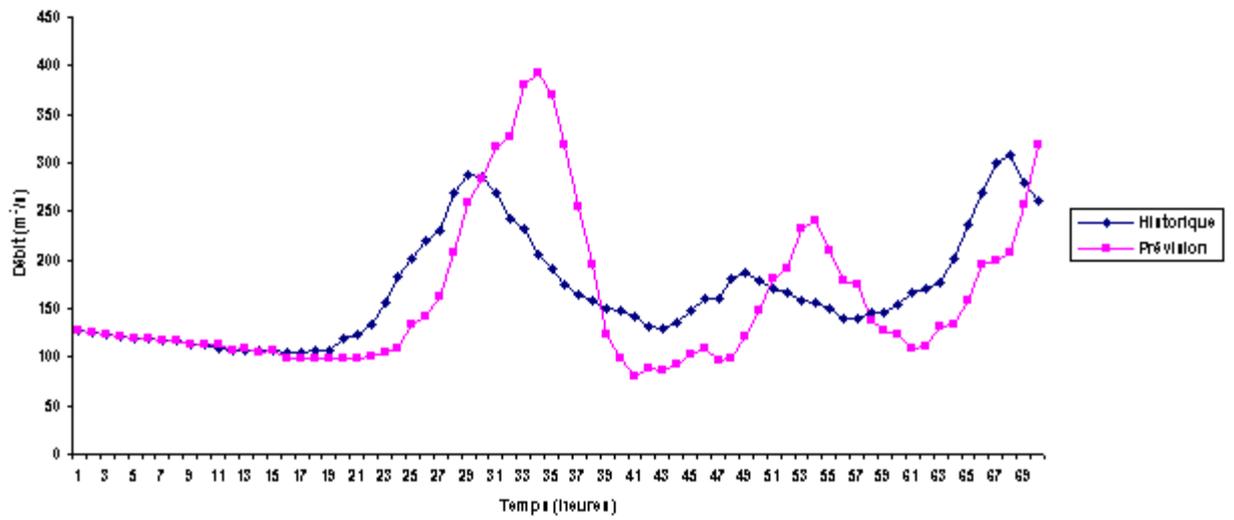
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 2



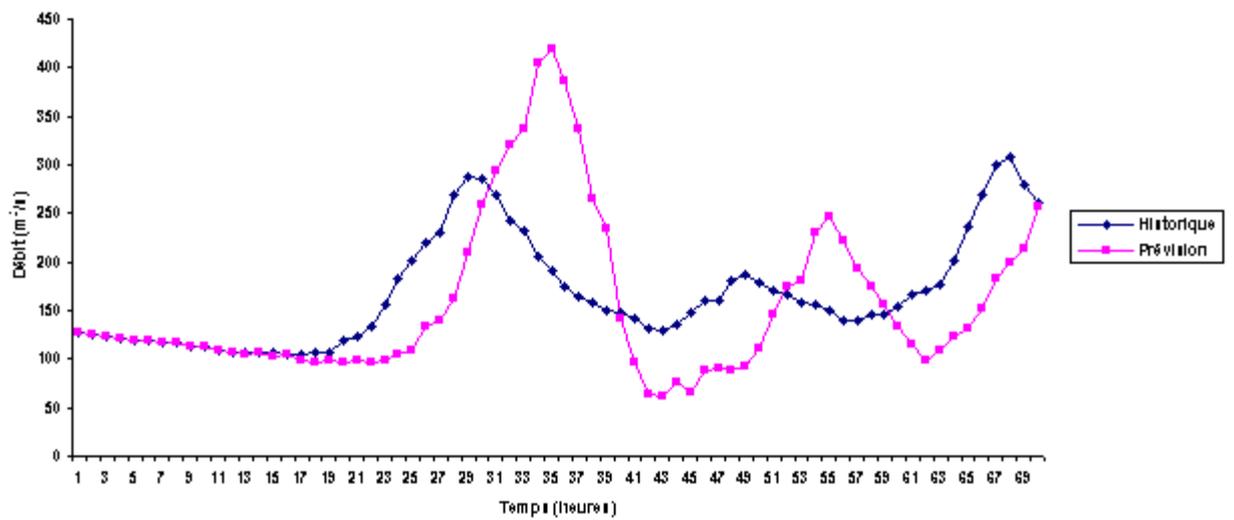
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 2



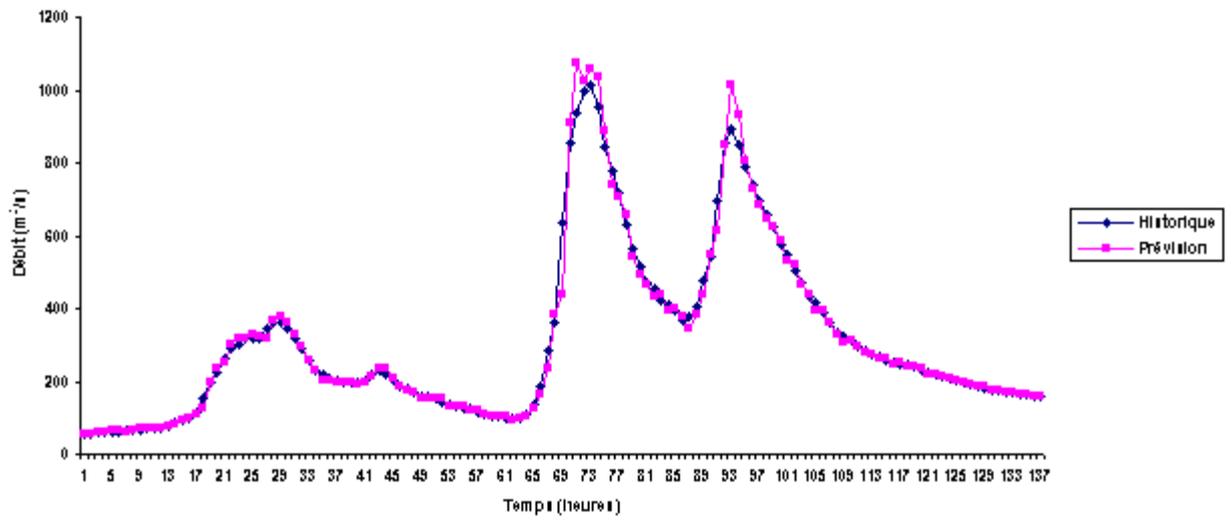
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 2



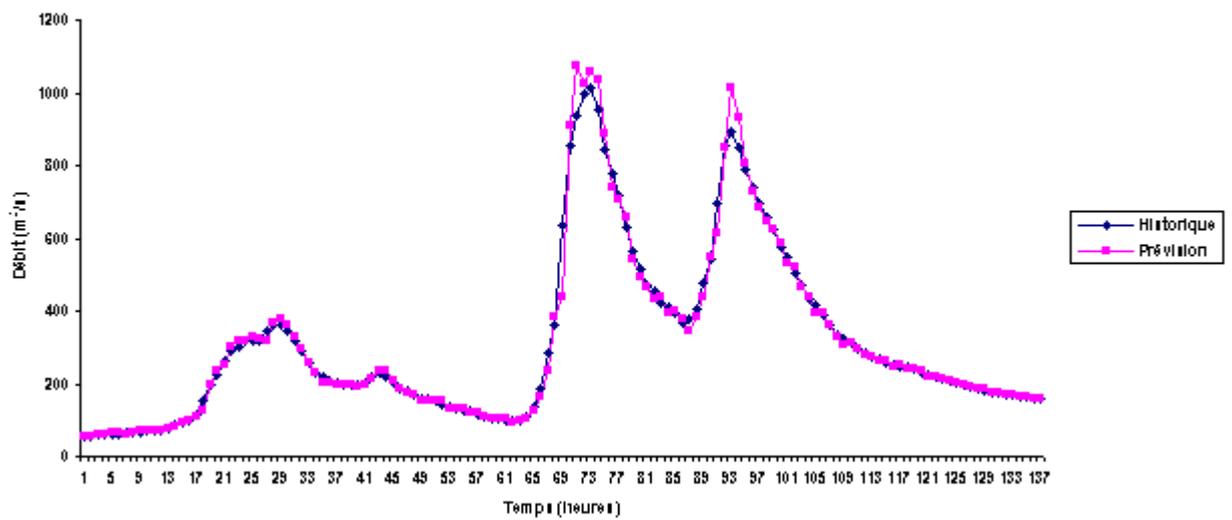
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 2



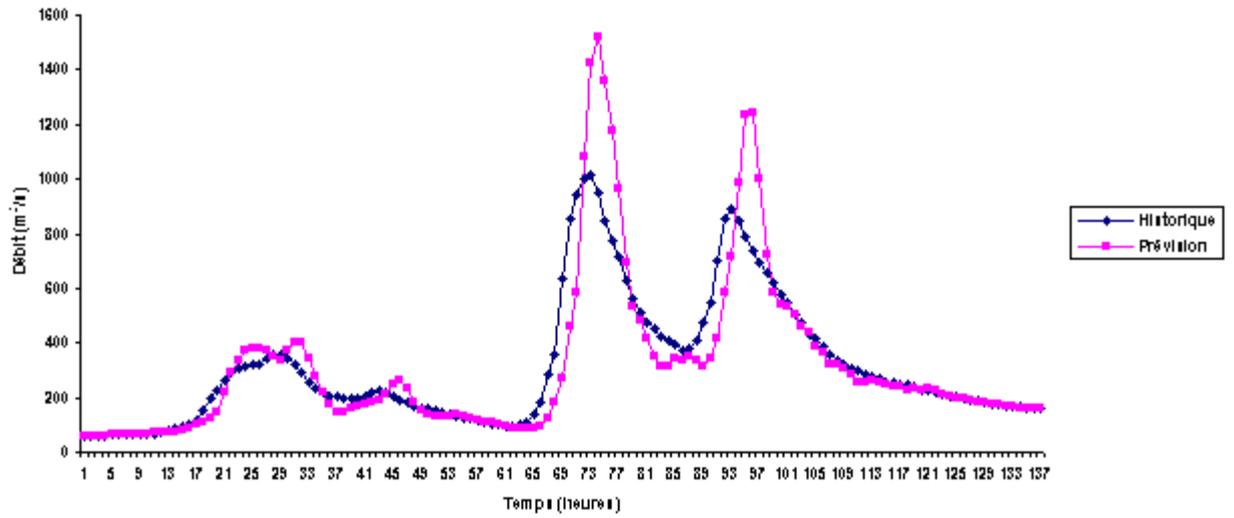
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 3



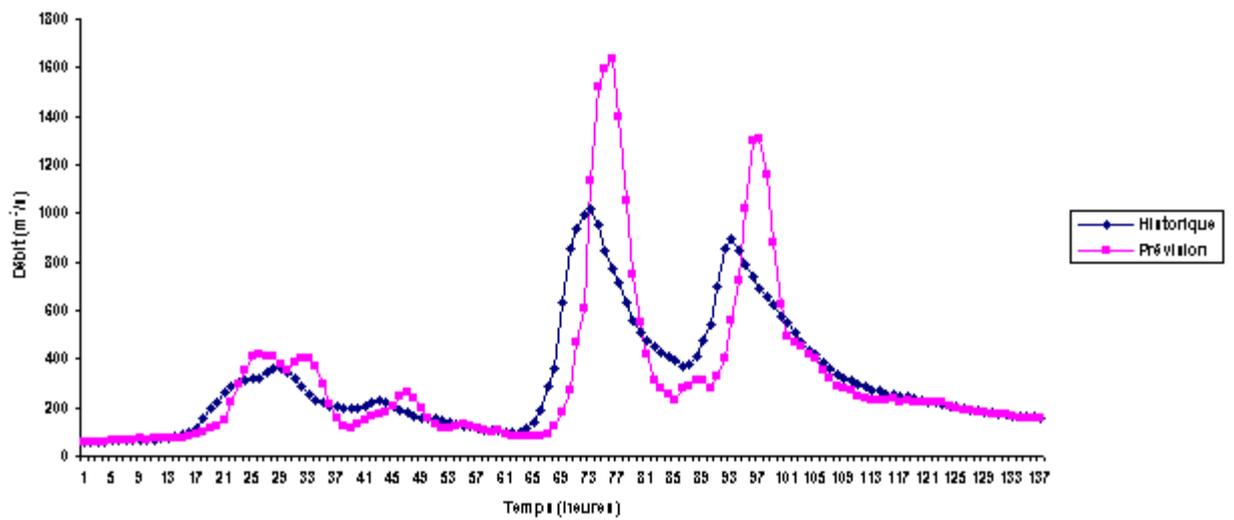
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 3



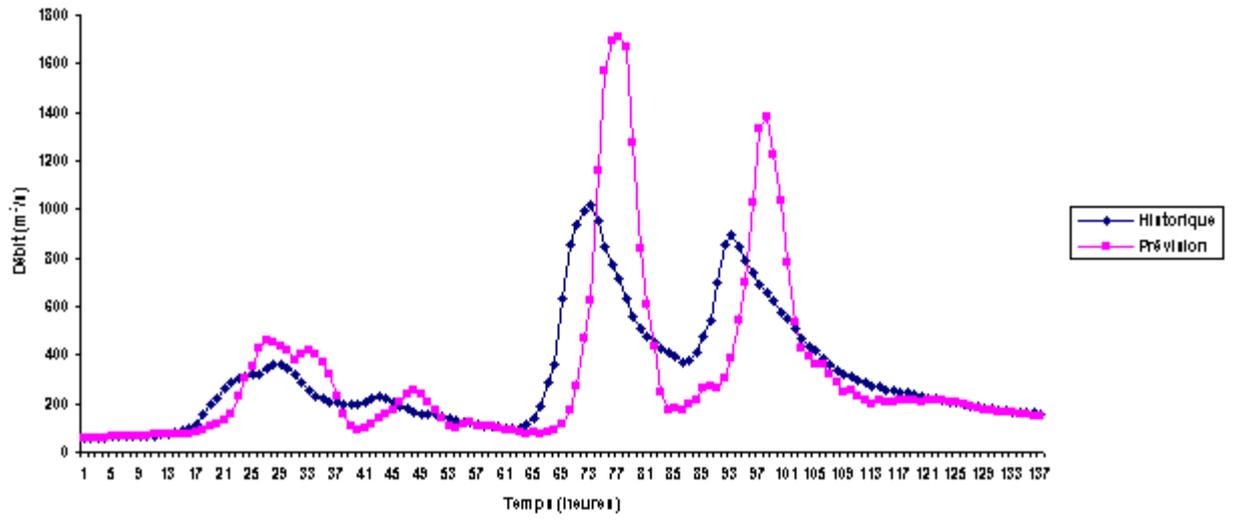
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 3



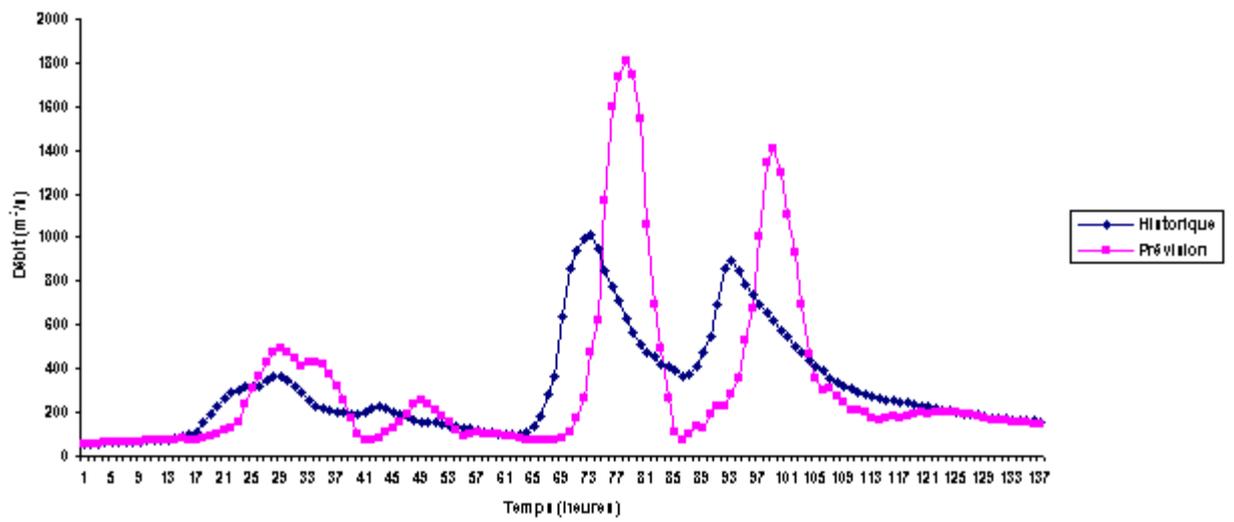
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 3



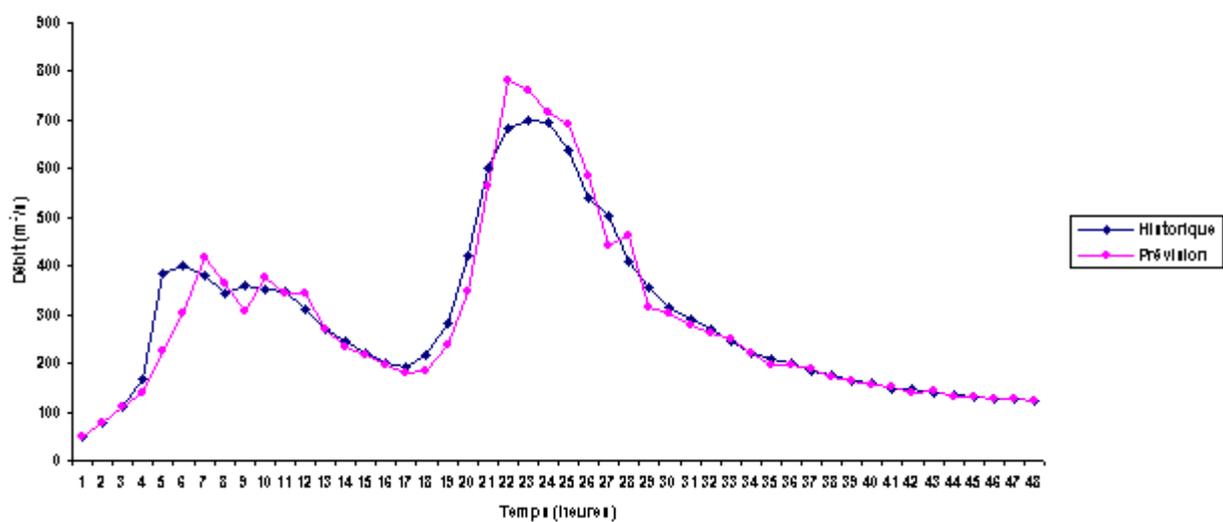
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 3



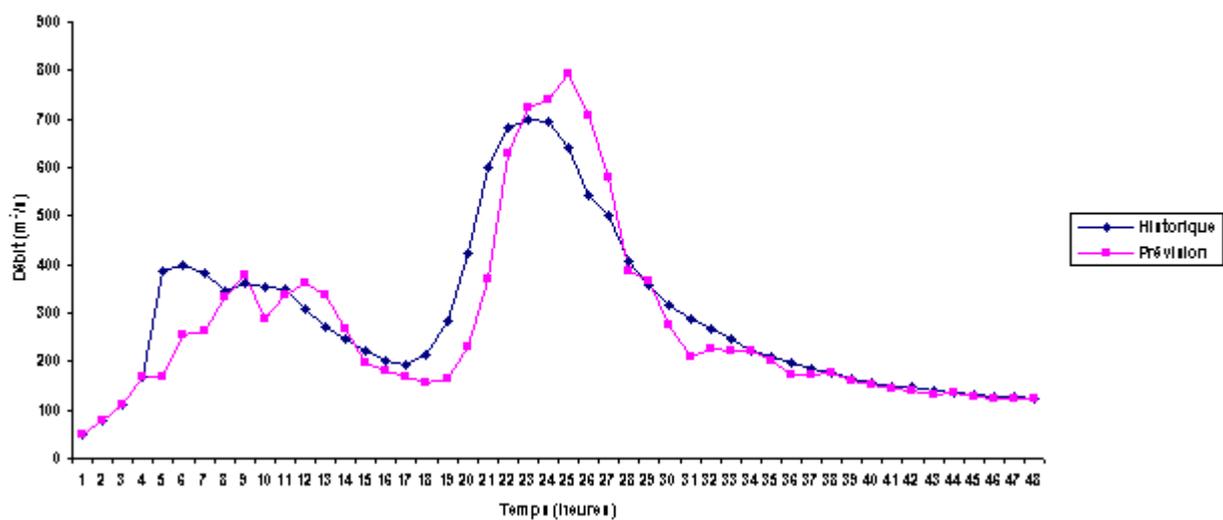
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 3



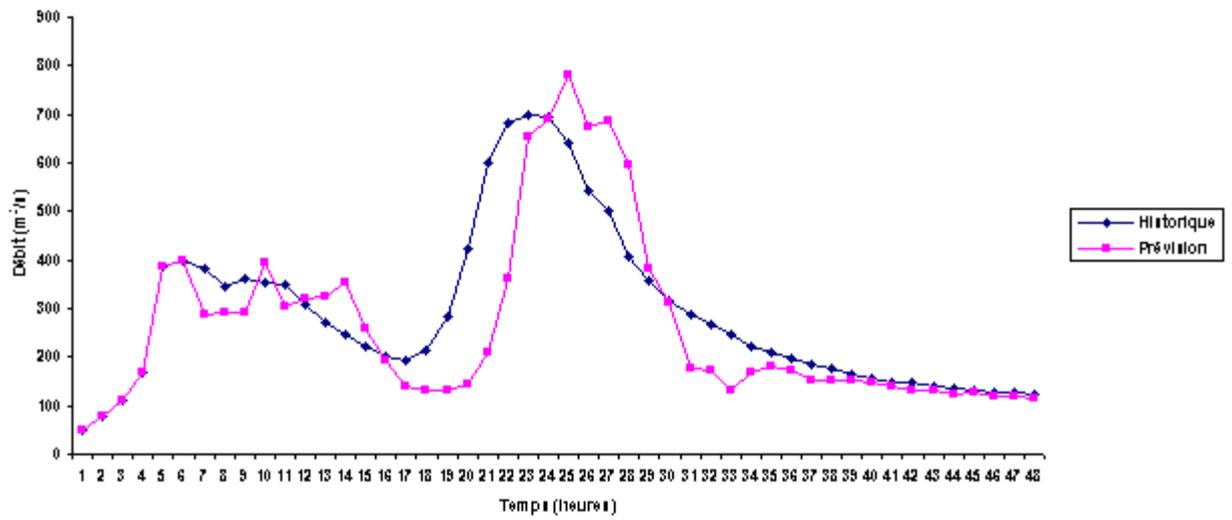
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 4



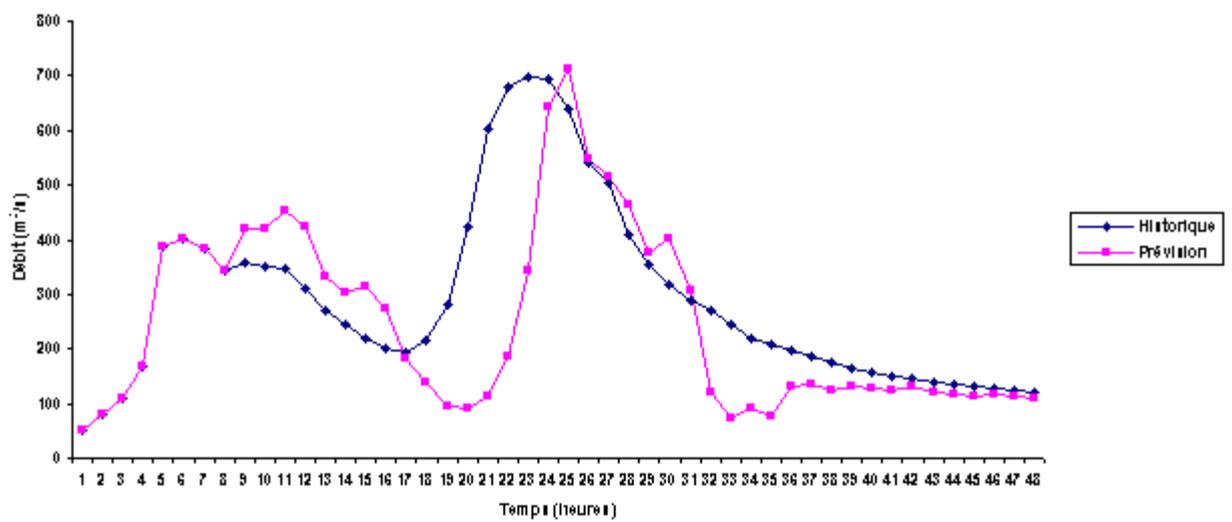
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 4



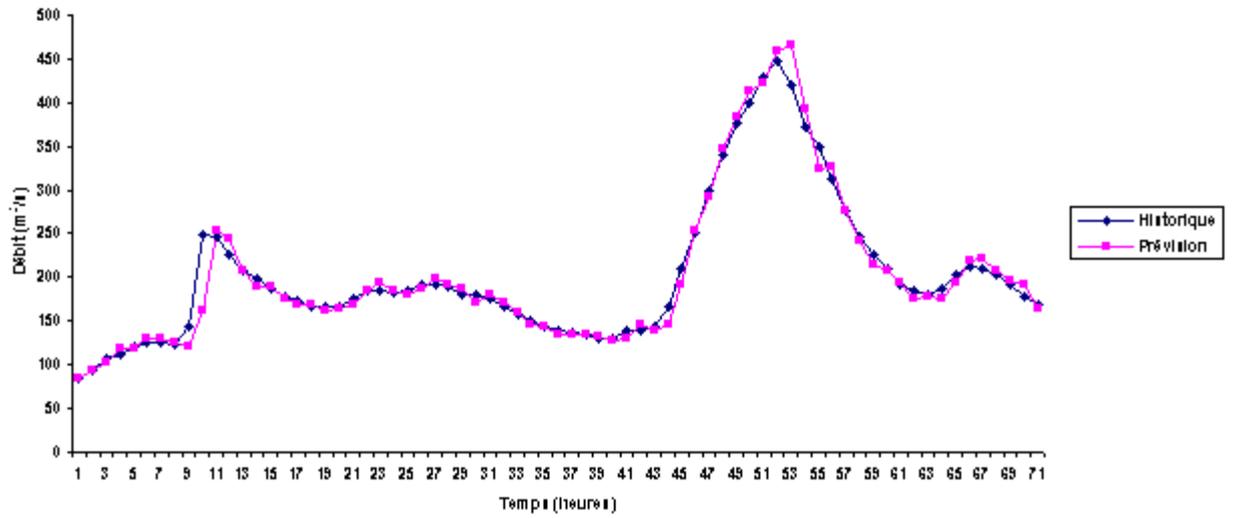
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 4



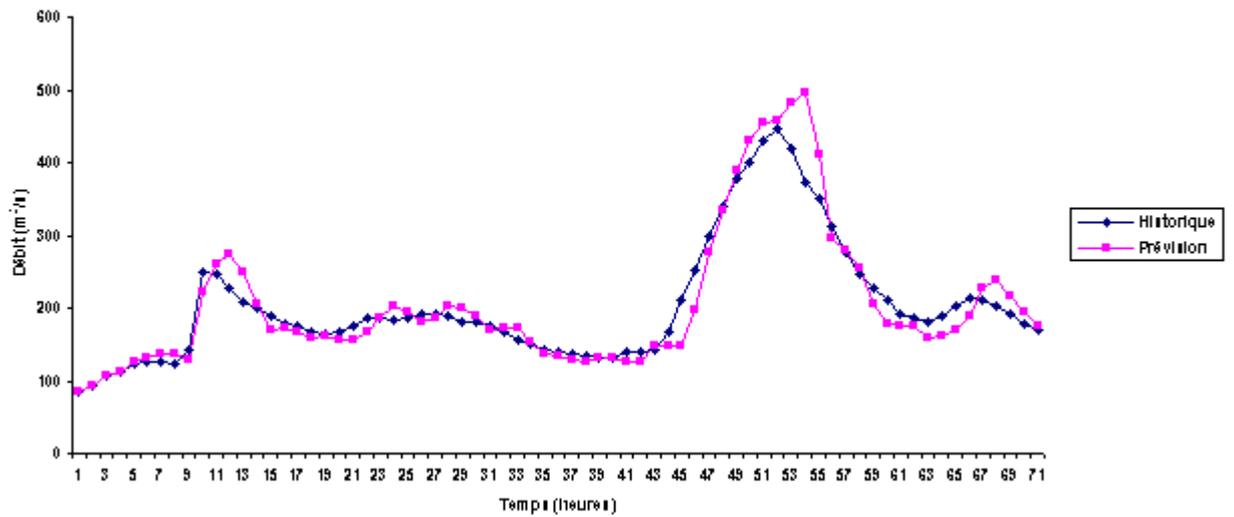
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 4



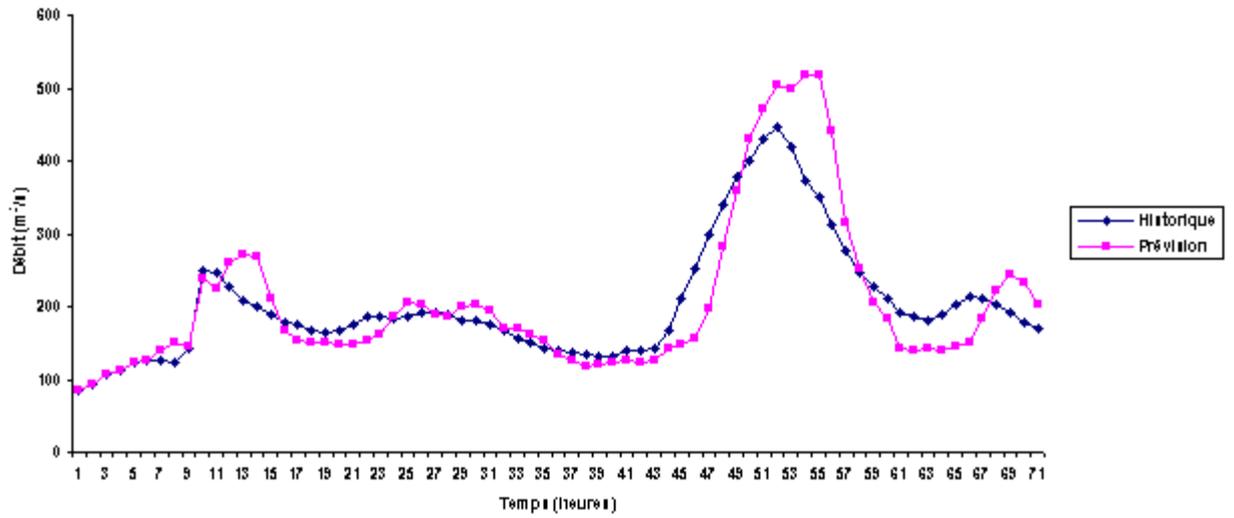
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 5



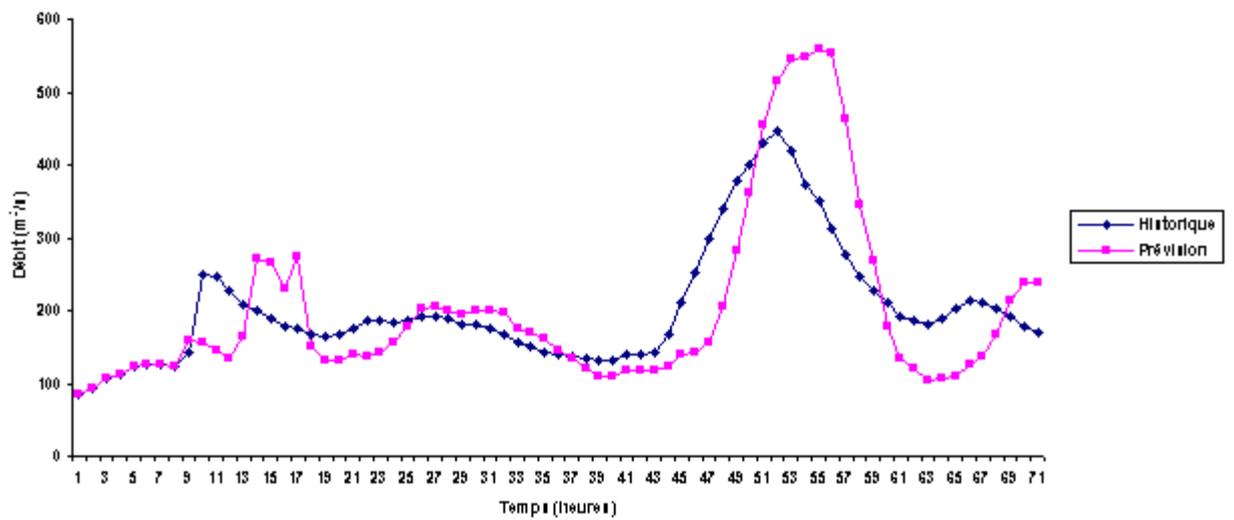
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 5



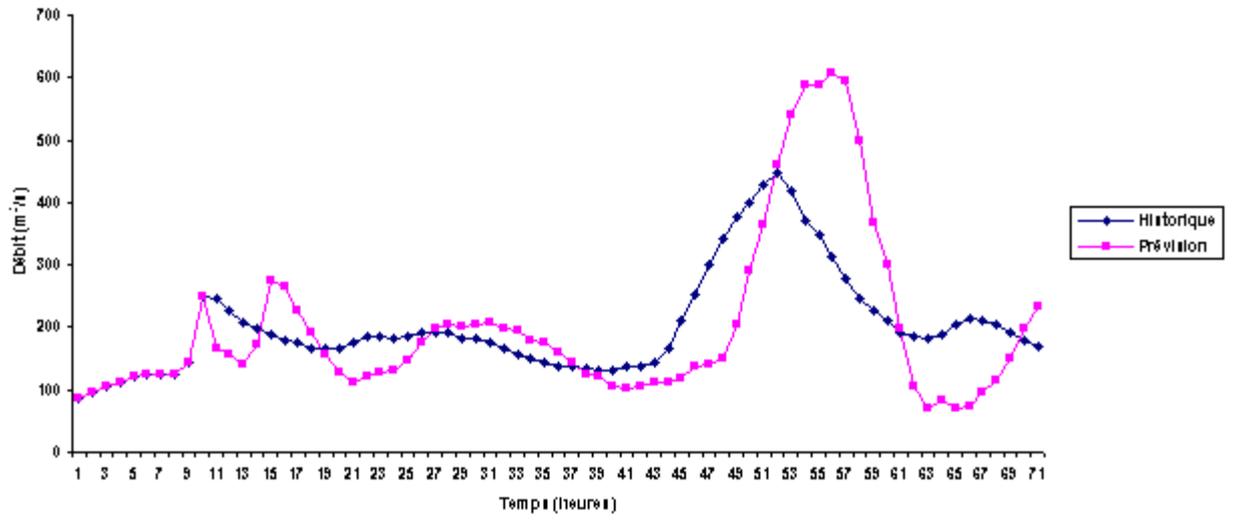
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 5



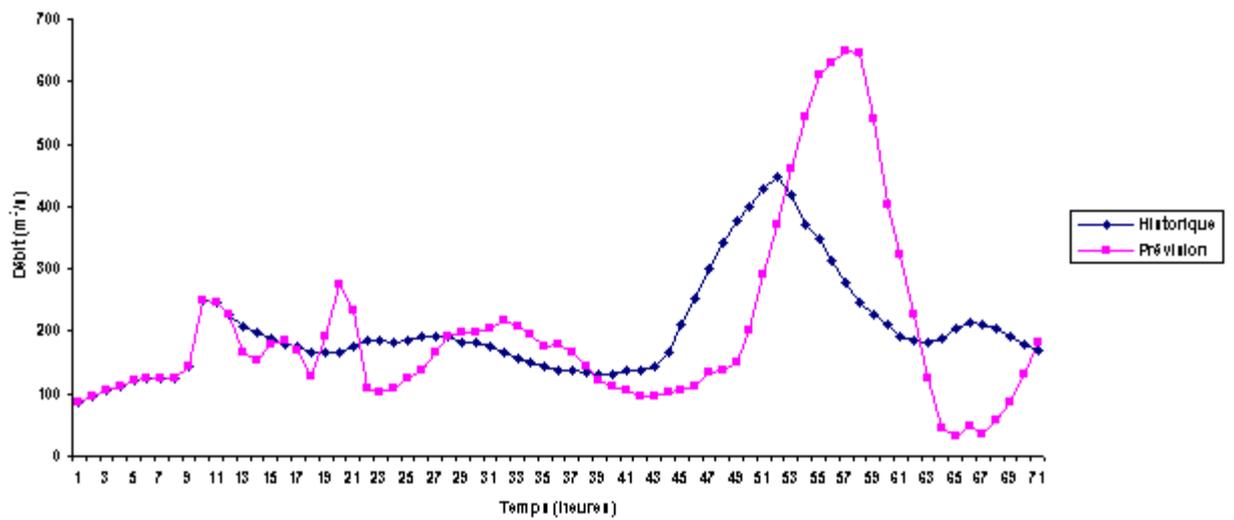
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 5



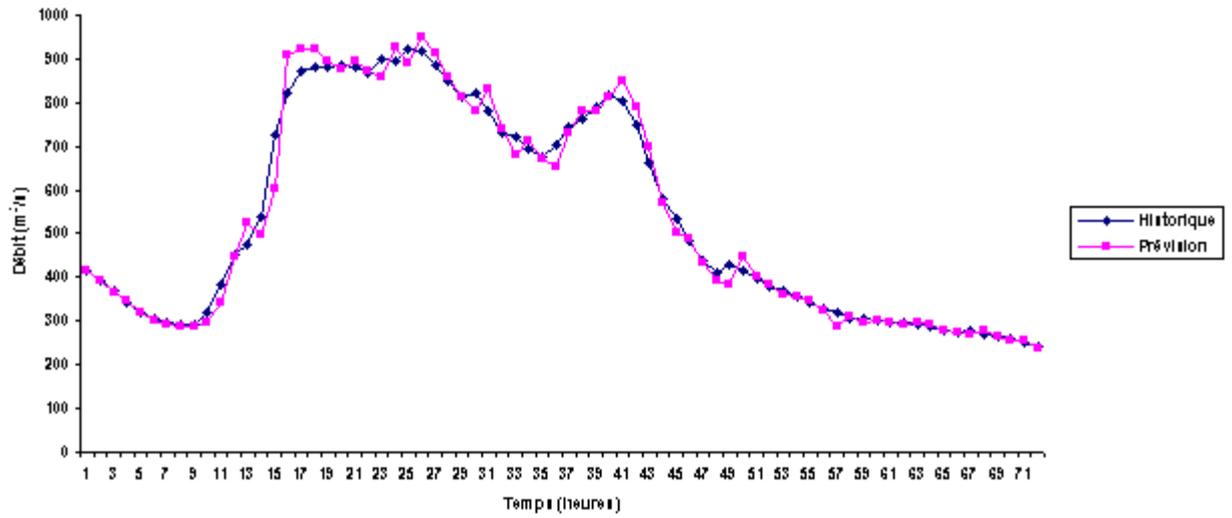
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 5



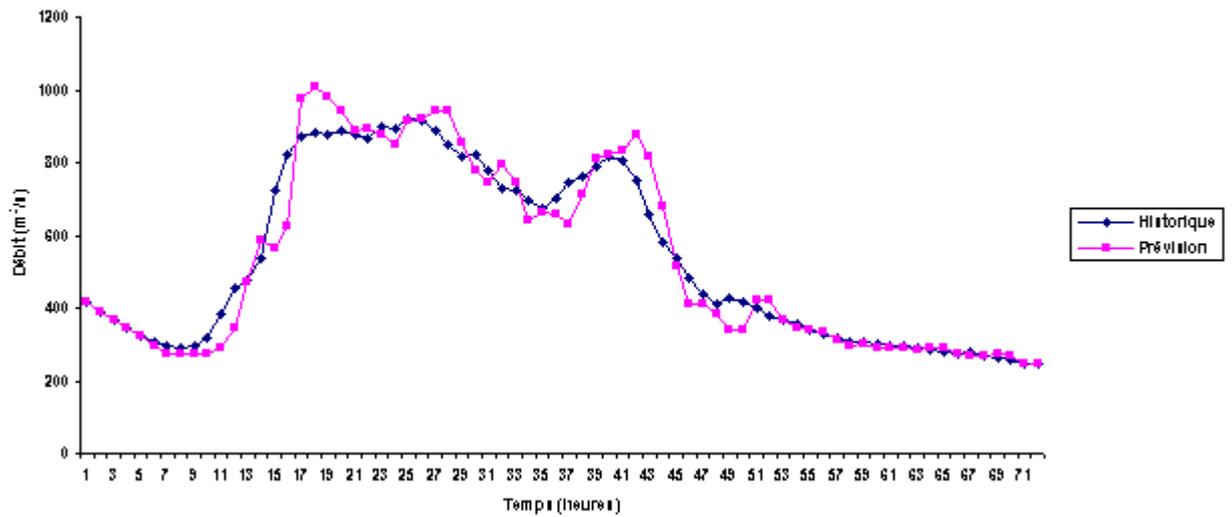
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 5



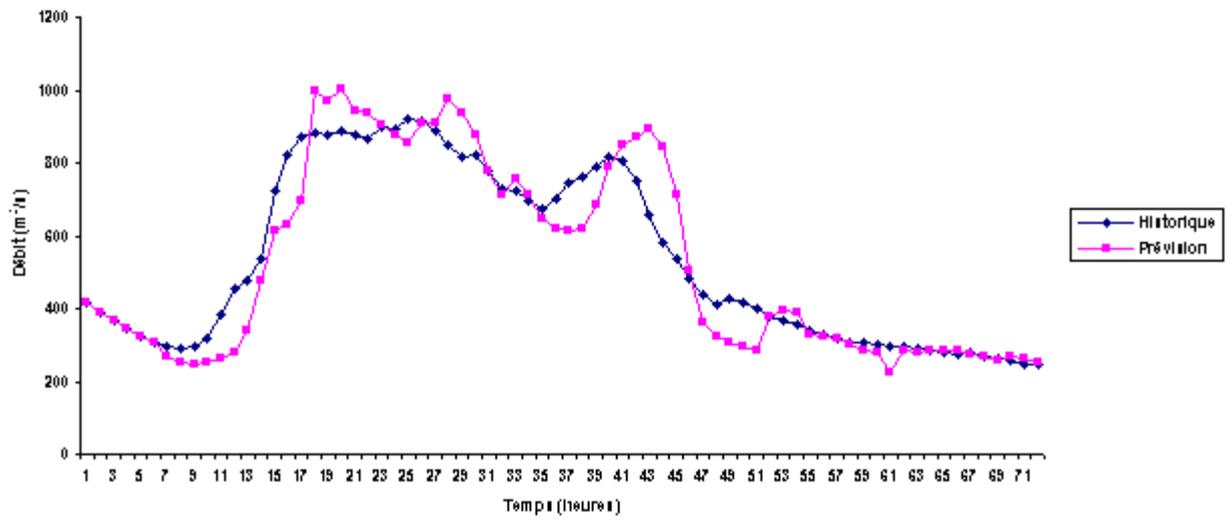
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=1$  heure crue 6



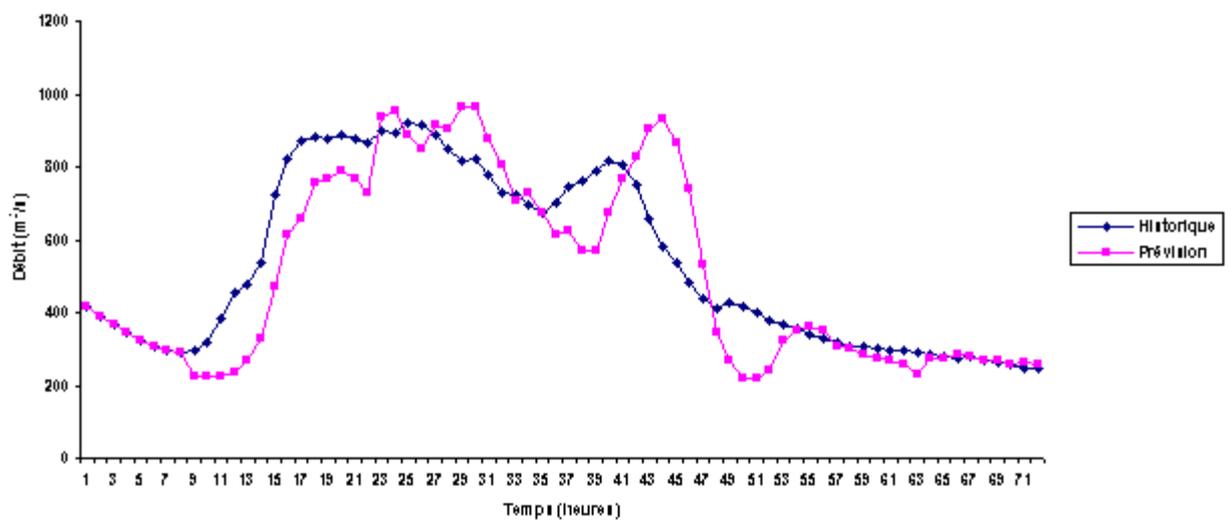
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=2$  heures crue 6



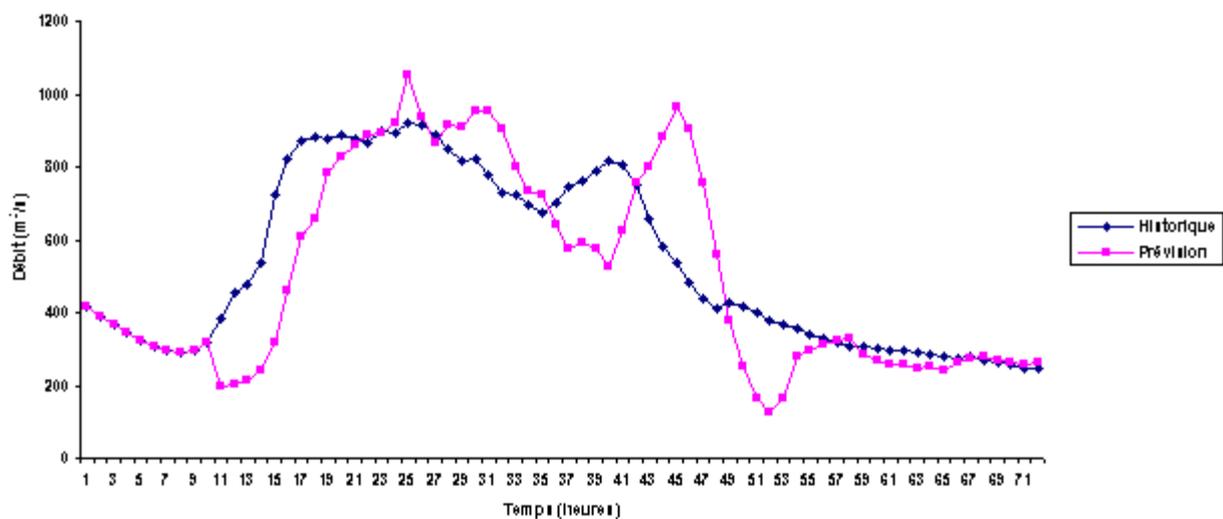
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=3$  heures crue 6



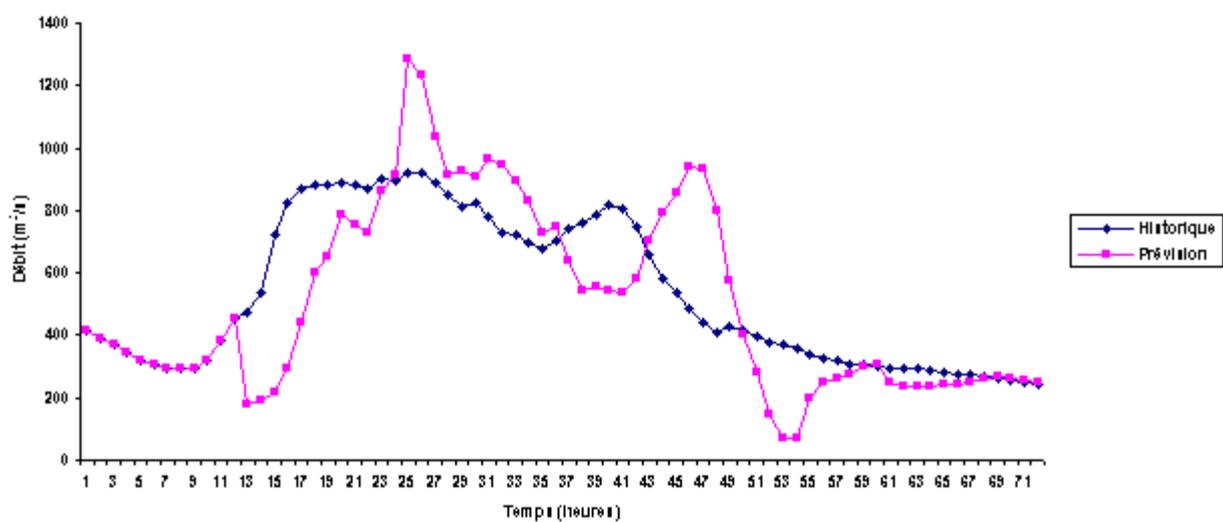
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=4$  heures crue 6



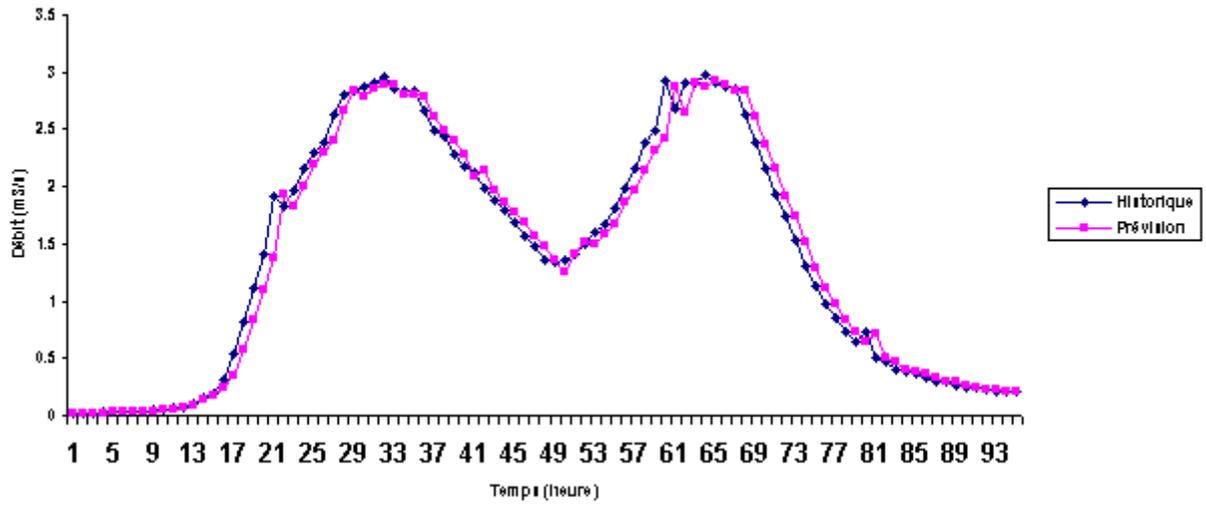
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=5$  heures crue 6



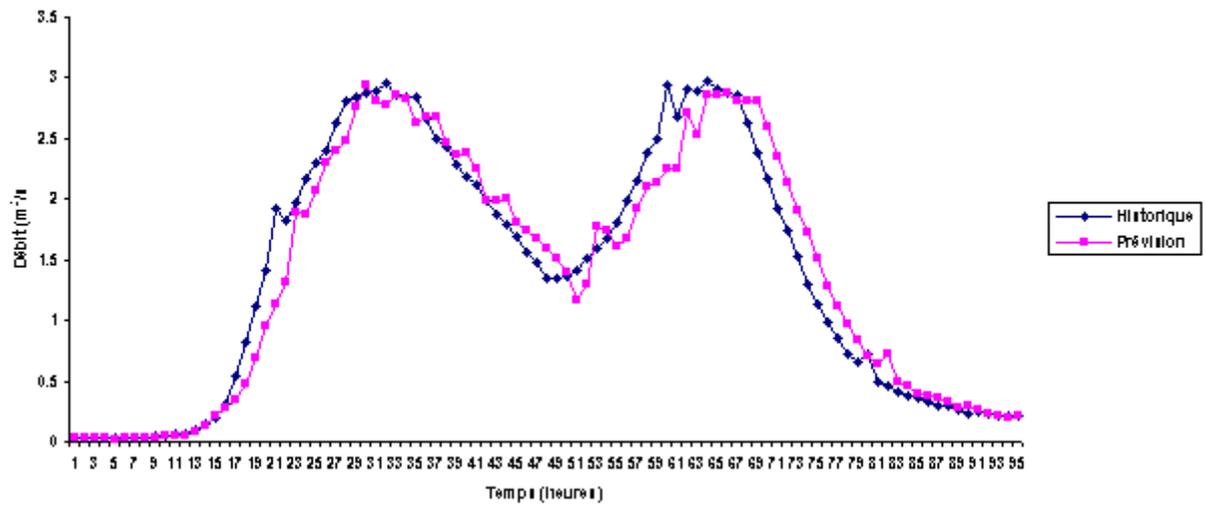
Muskingum parabolique à Baghlia à partir de la station de Belloua  $\Delta t=6$  heures crue 6



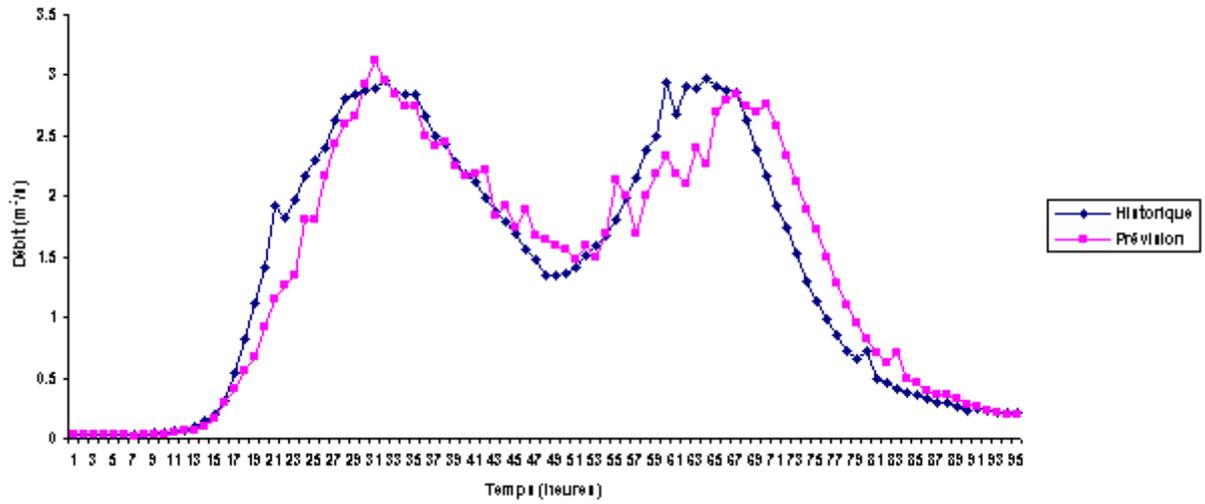
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station RN25 pas de temps : 1 heure



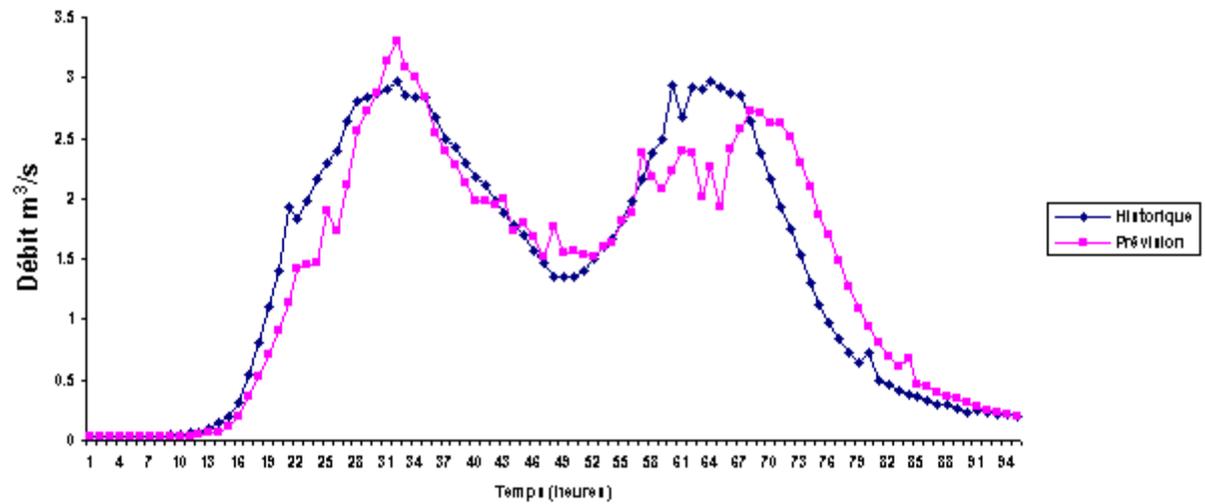
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station RN25 pas de temps : 2 heures



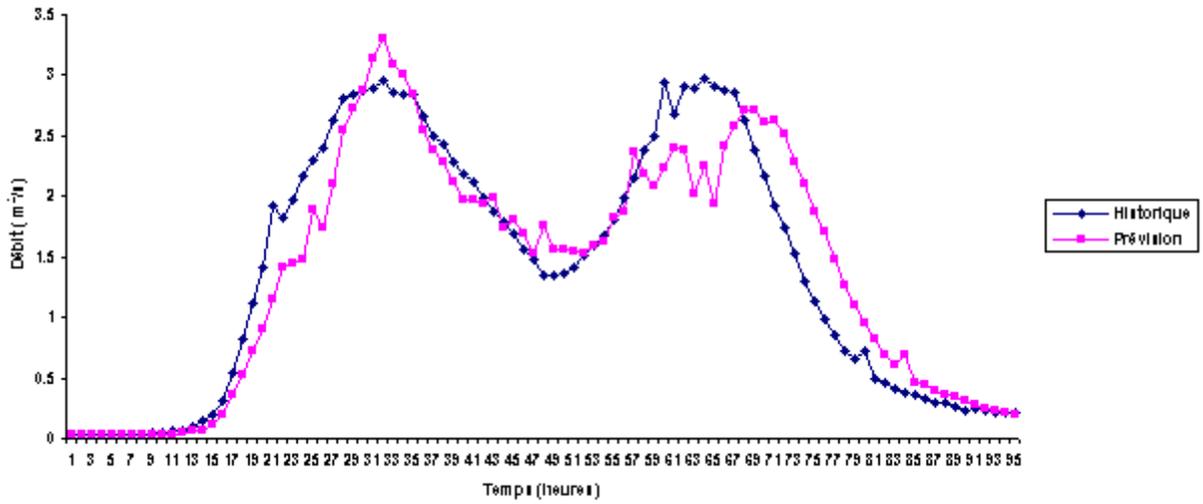
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station RN25 pas de temps : 3 heures



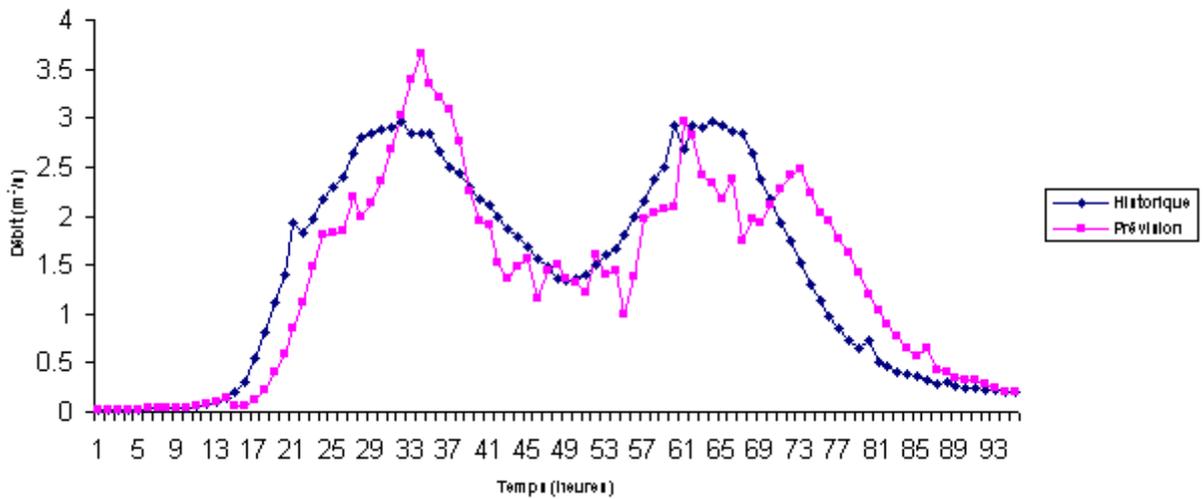
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station RN25 pas de temps : 4 heures



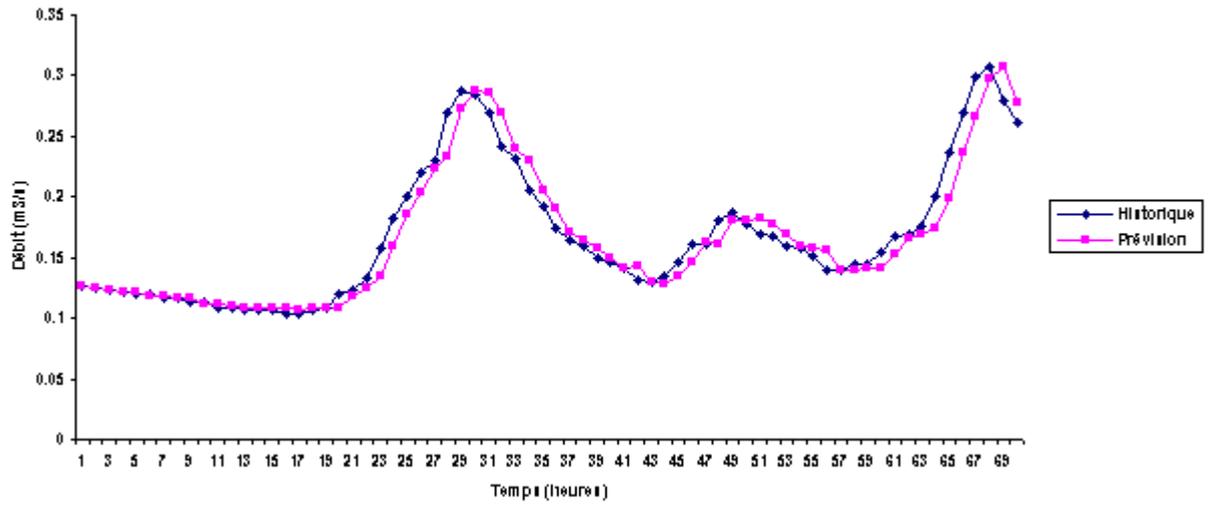
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station RN25 pas de temps : 5 heures



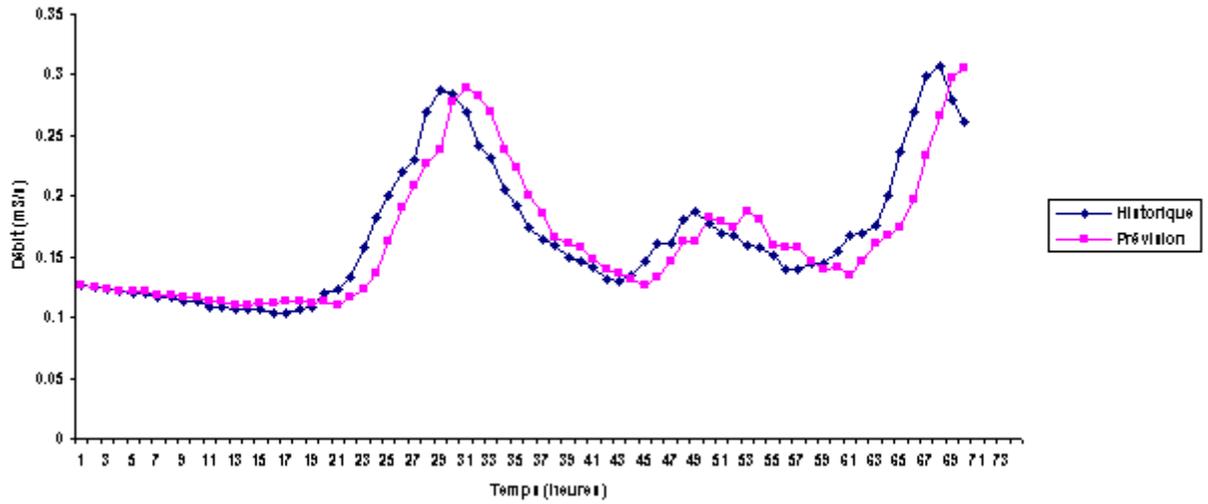
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station RN25 pas de temps : 6 heures



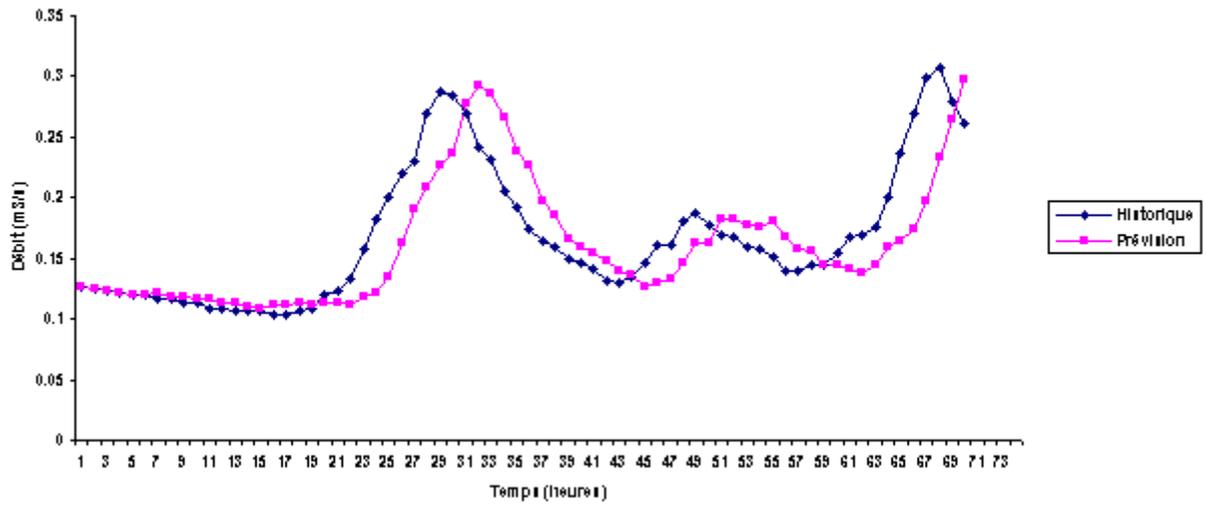
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 1$  heure crue : 2



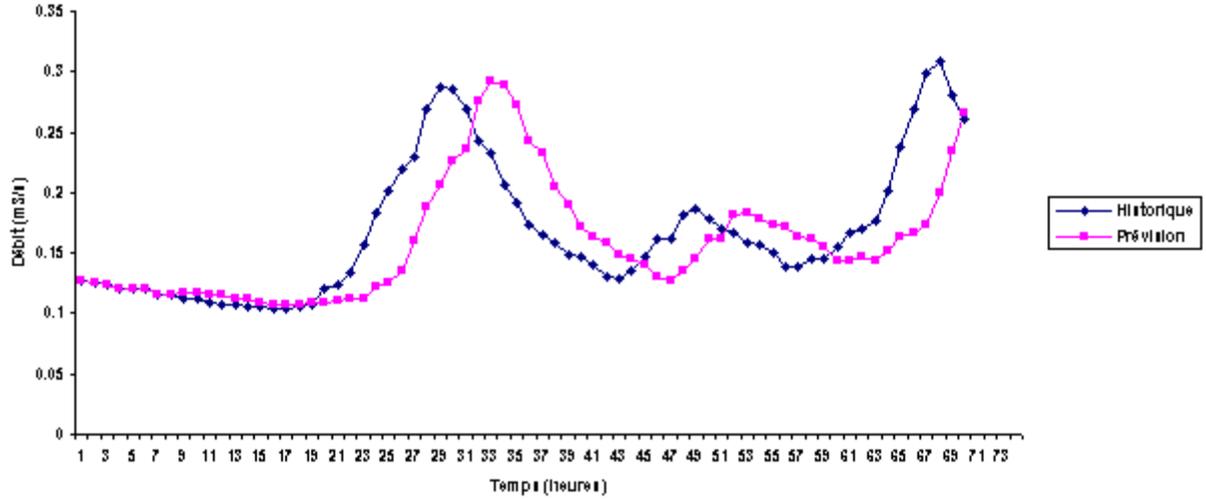
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 2$  heures crue : 2



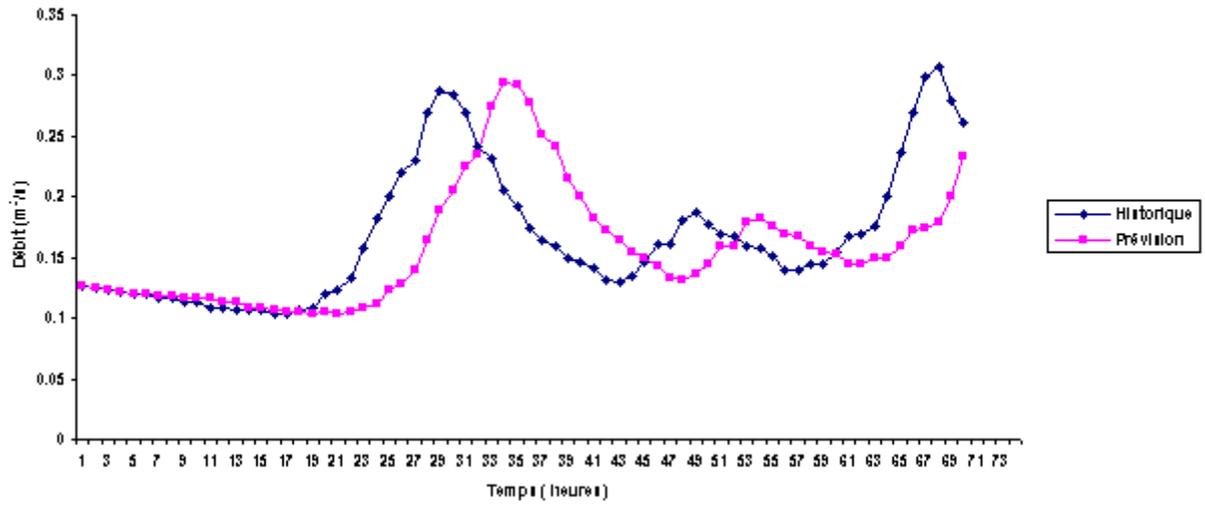
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 3$  heures crue :2



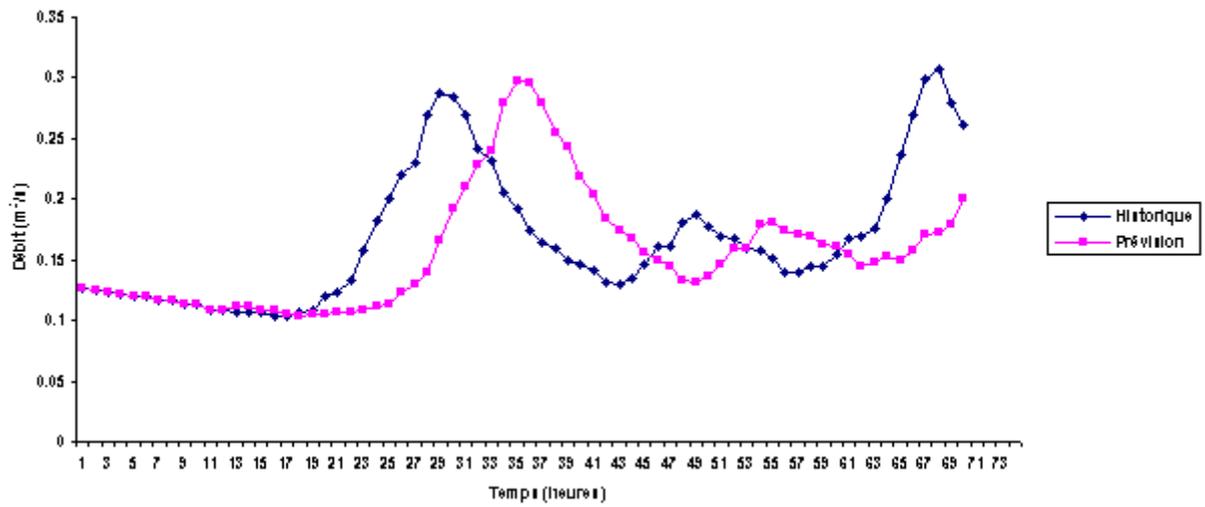
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 4$  heures crue :2



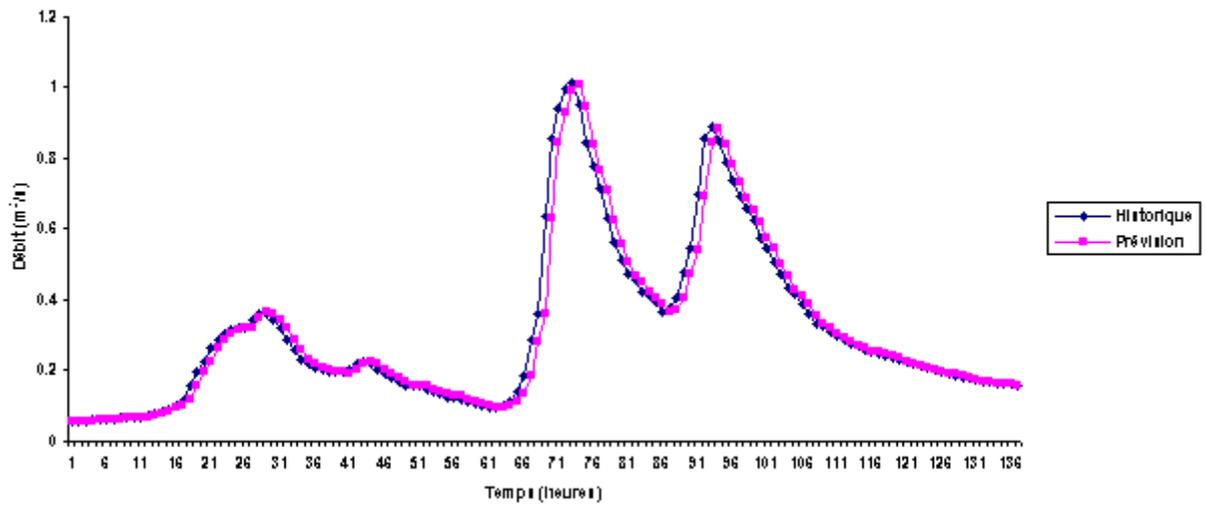
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 5$  heures crue :2



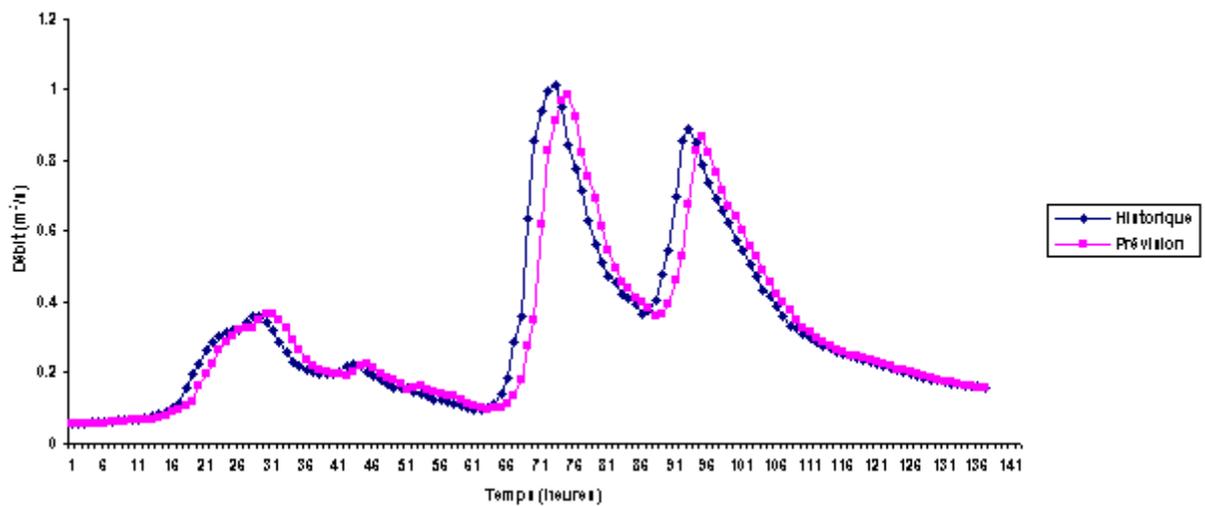
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 6$  heures crue :2



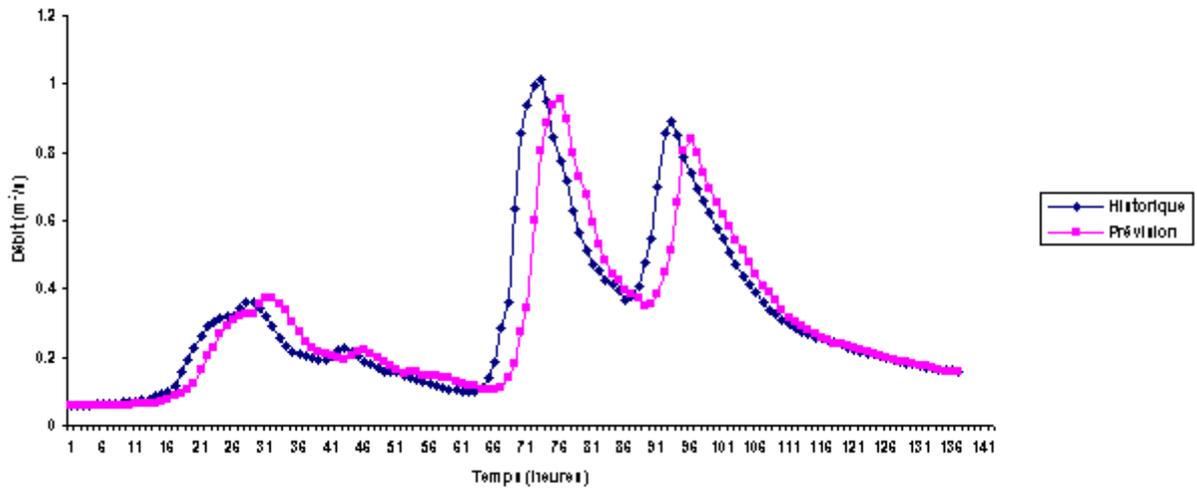
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 1$  heure crue :3



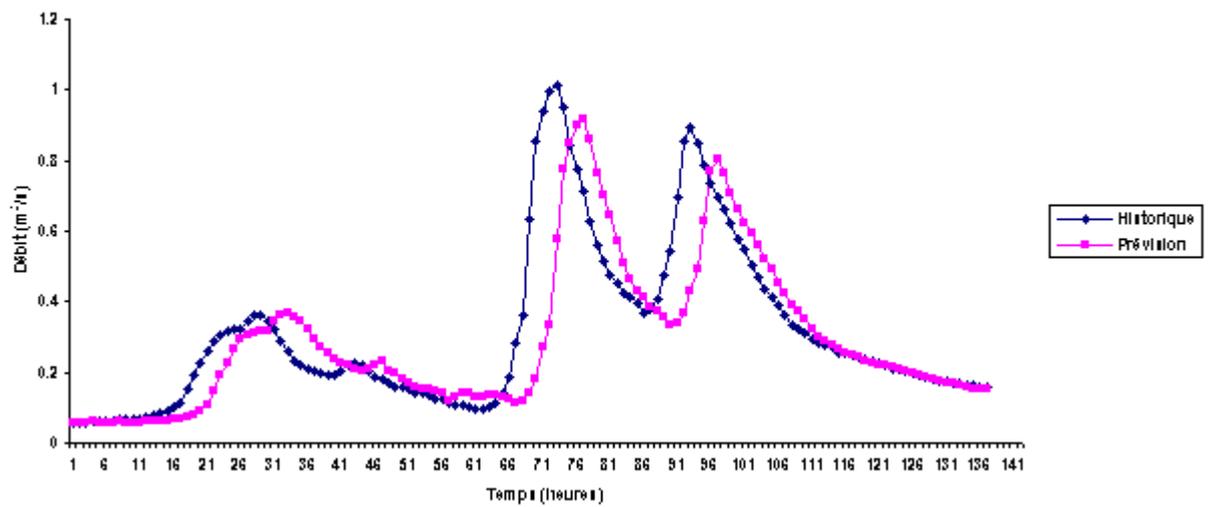
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 2$  heures crue :3



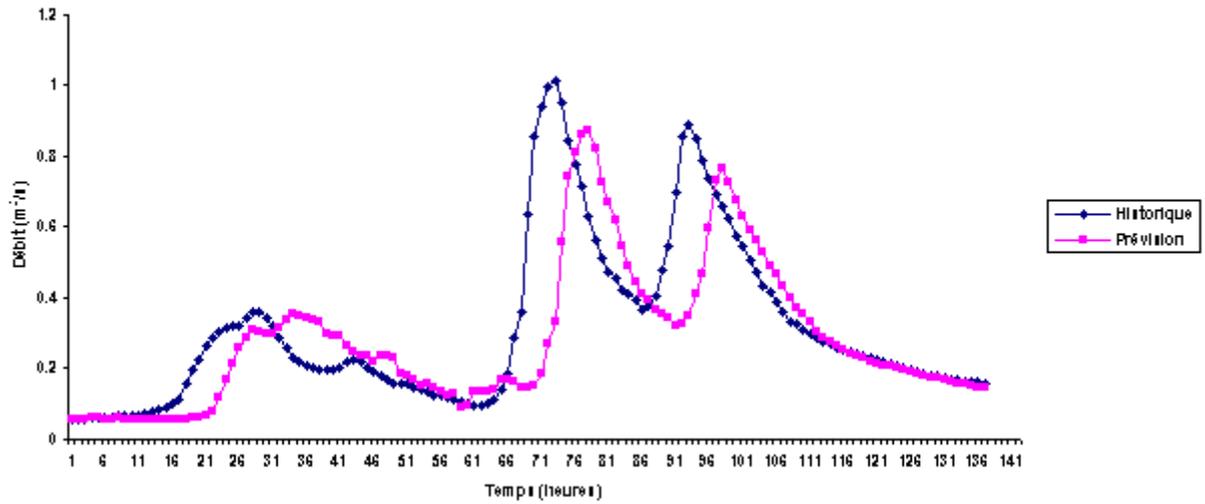
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 3$  heures crue :3



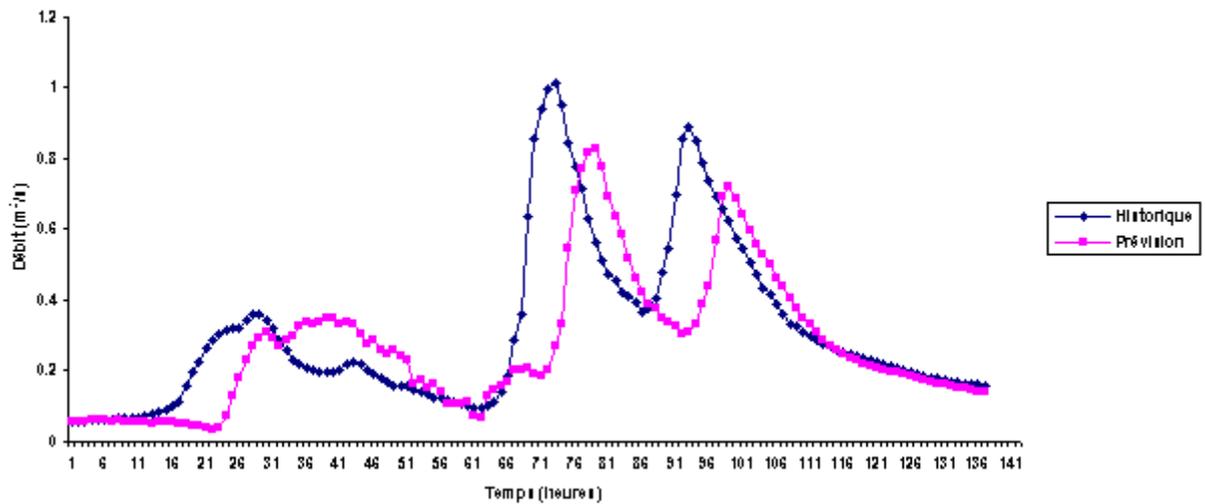
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 4$  heures crue :3



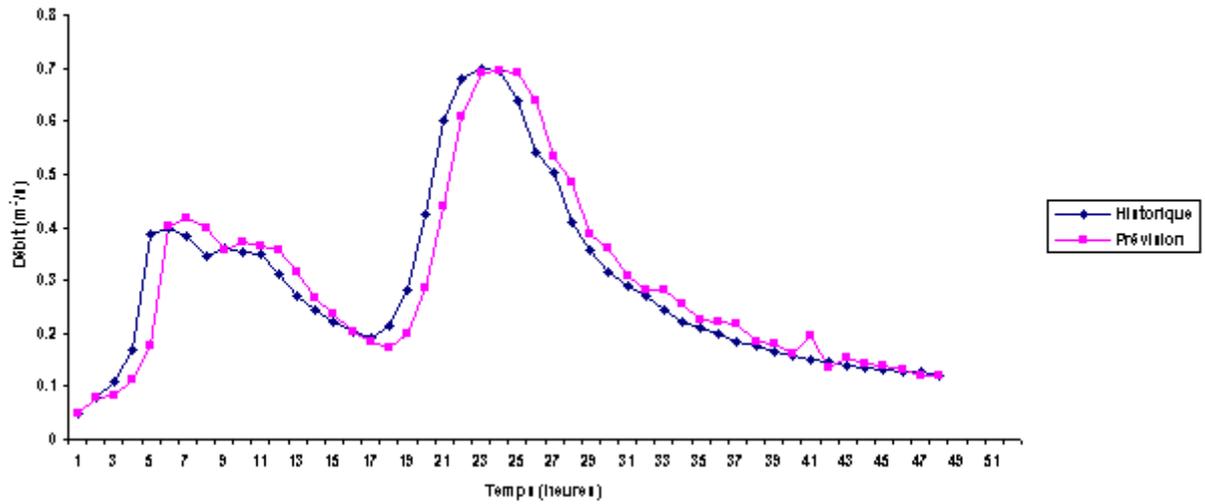
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 5$  heures crue :3



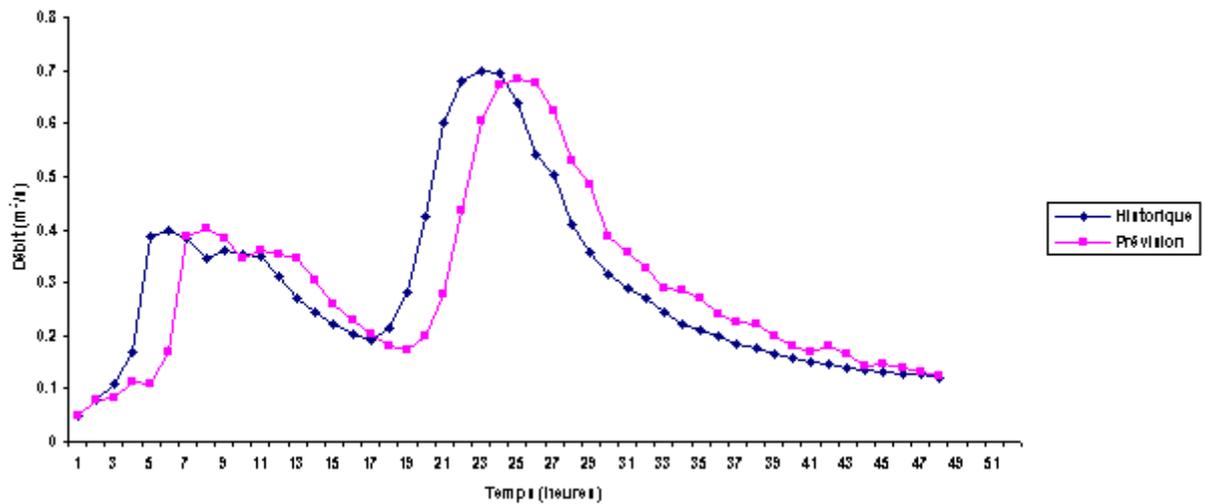
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 6$  heures crue :3



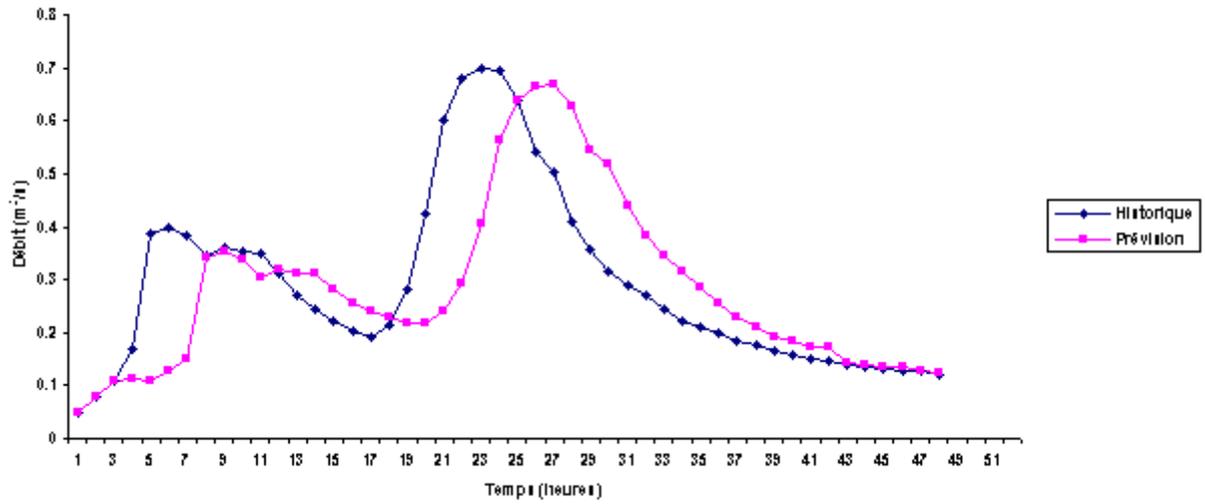
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 1$  heure crue :4



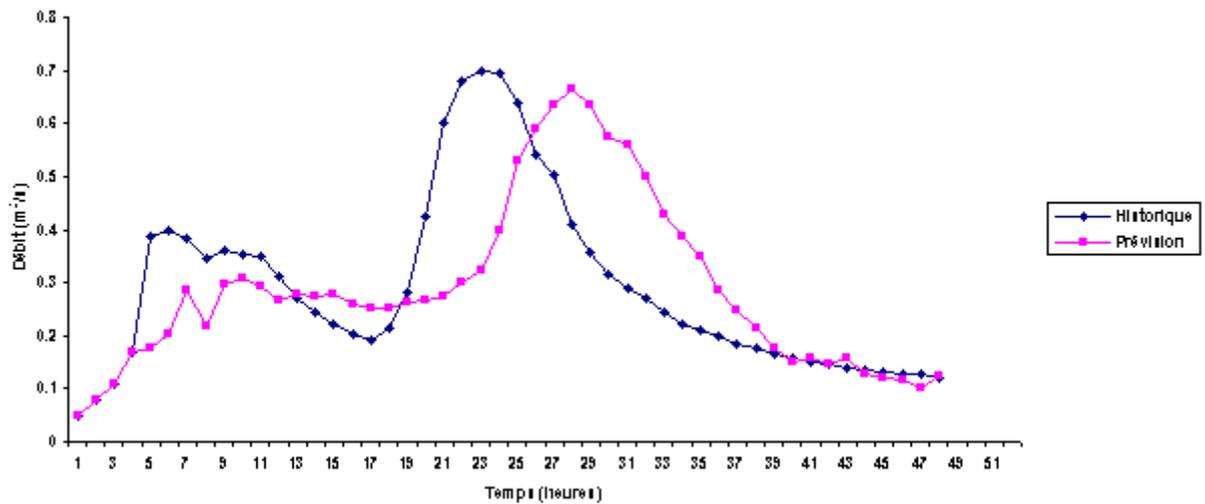
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 2$  heures crue 4



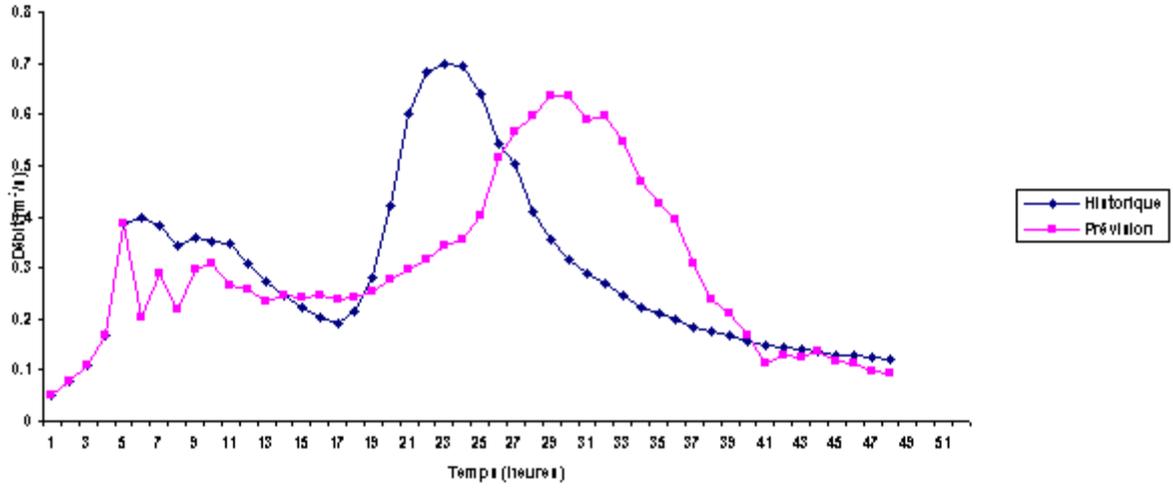
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 3$  heures crue :4



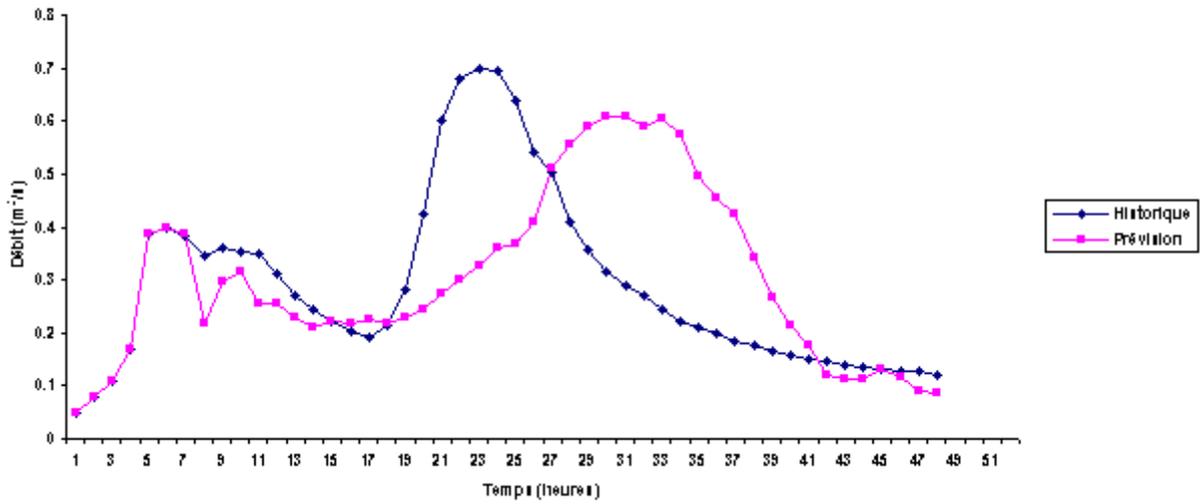
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 4$  heures crue :4



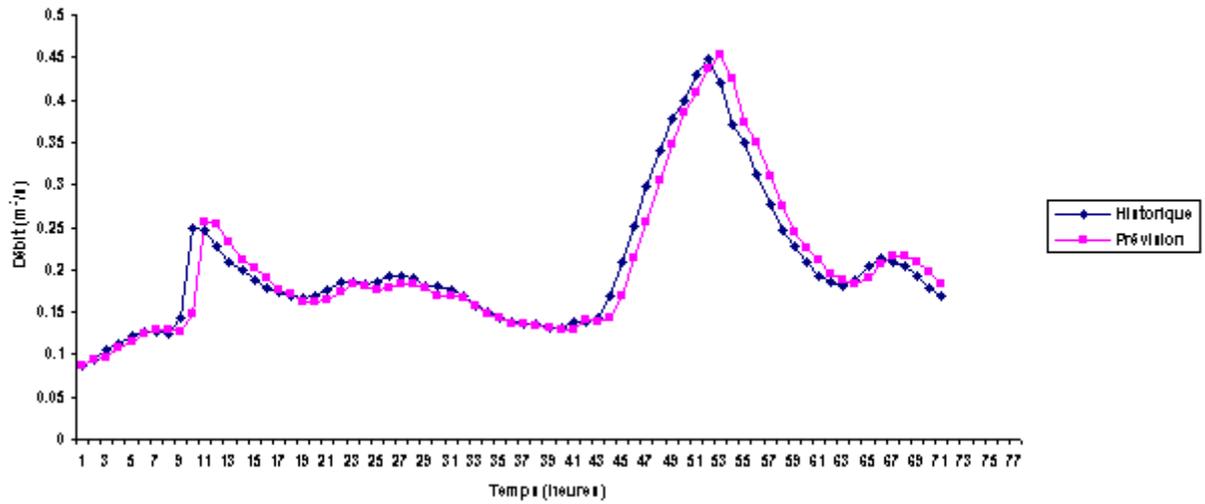
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 5$  heures crue :4



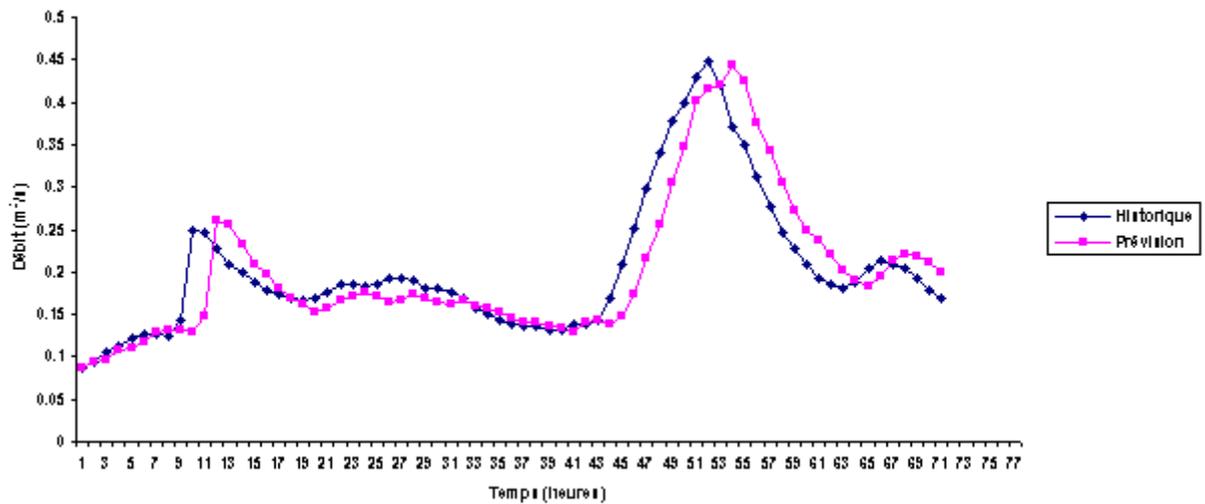
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 6$  heures crue :4



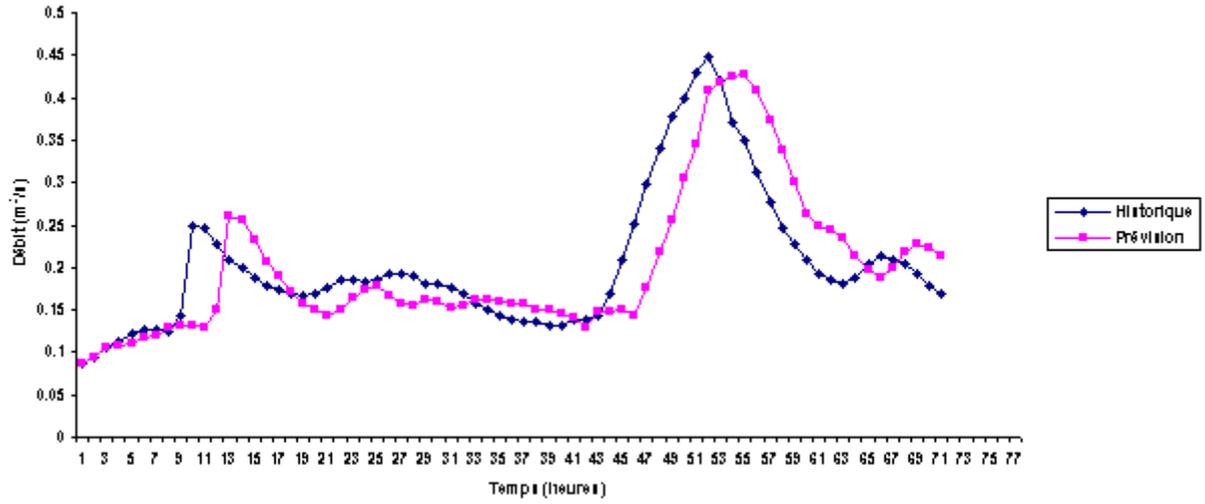
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 1$  heure crue :5



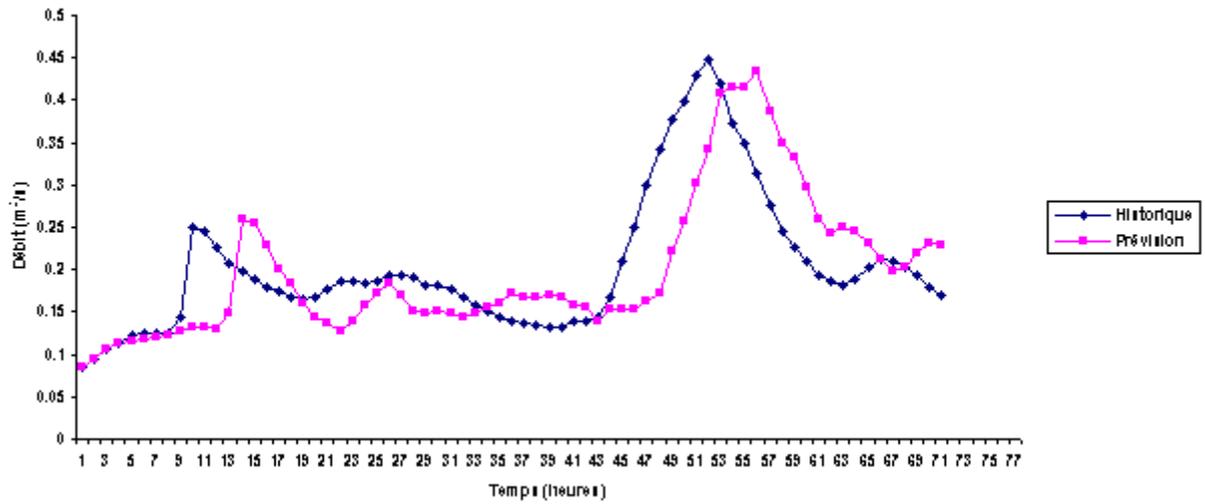
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 2$  heures crue :5



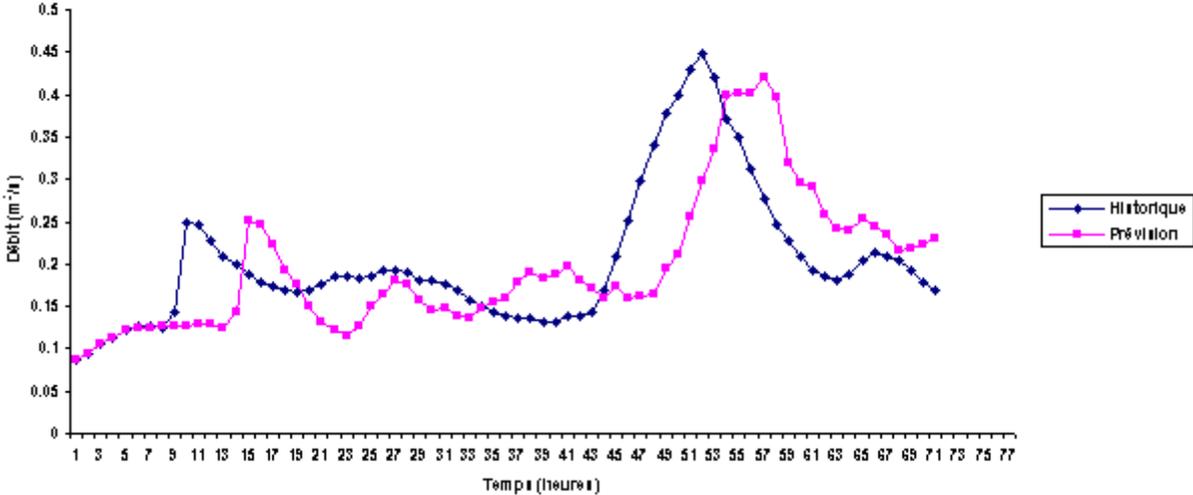
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 3$  heures crue :5



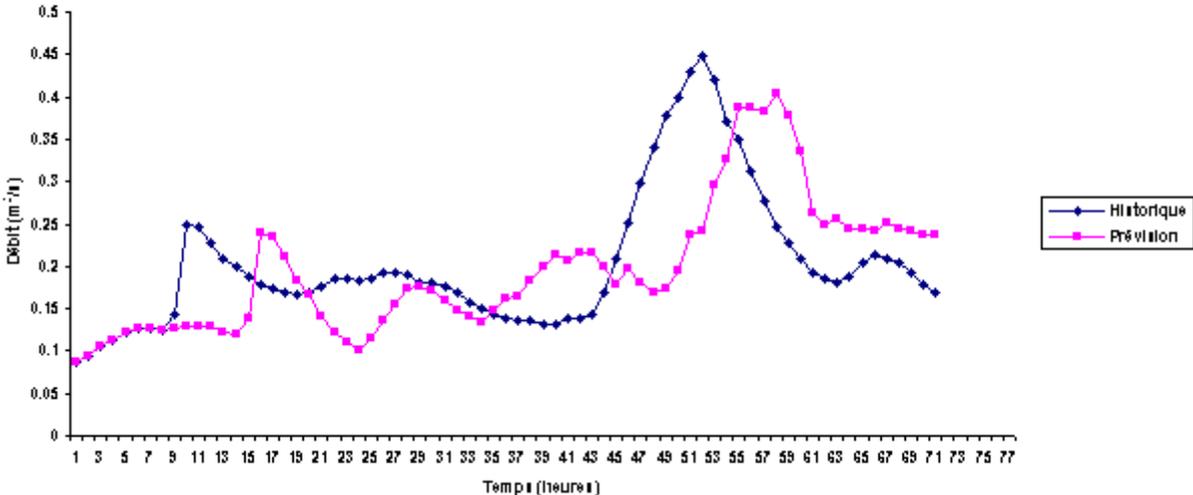
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 4$  heures crue :5



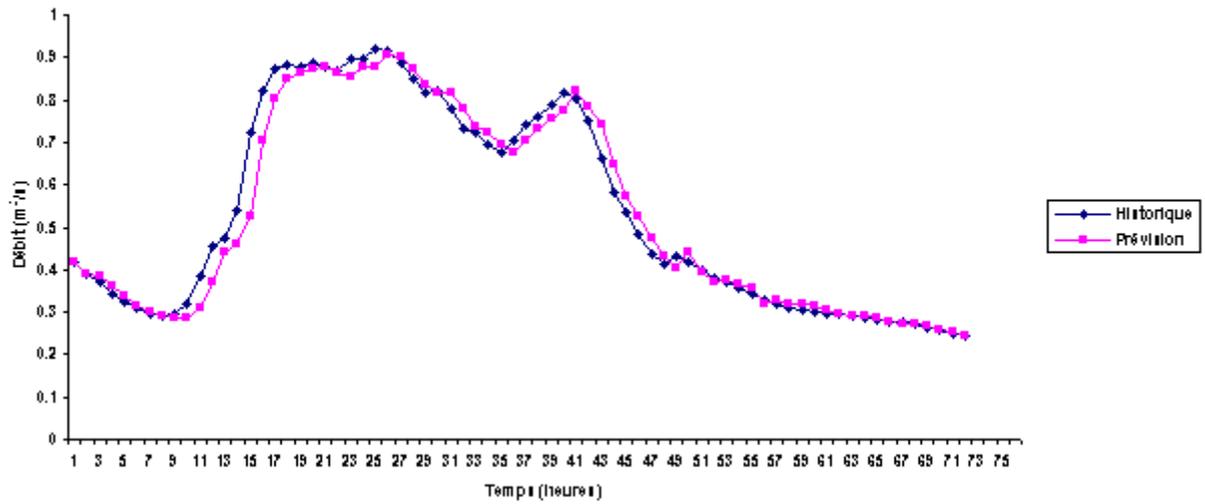
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 5$  heures crue :5



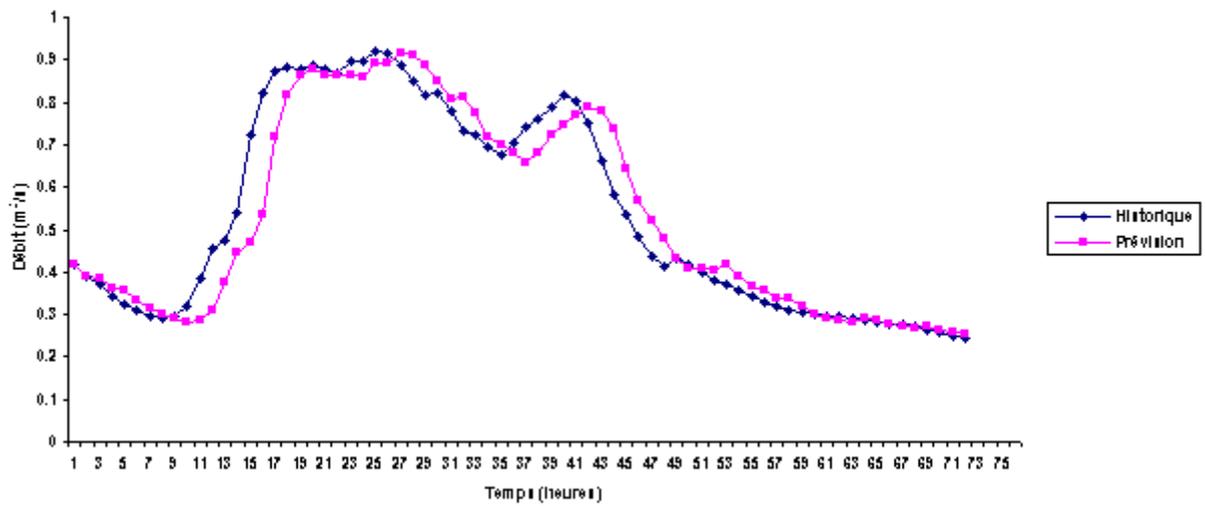
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 6$  heures crue :5



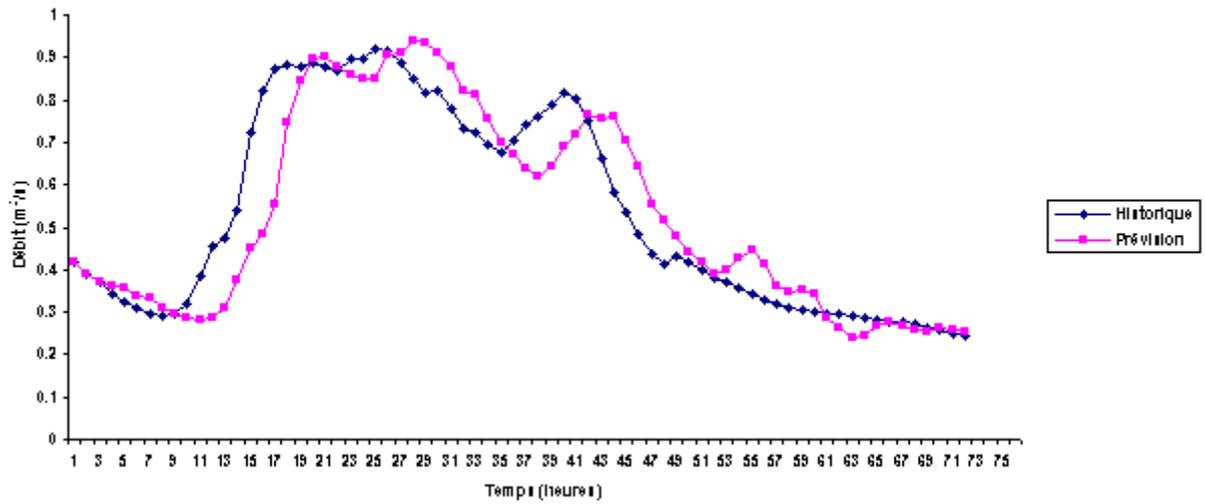
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 1$  heure crue : 6



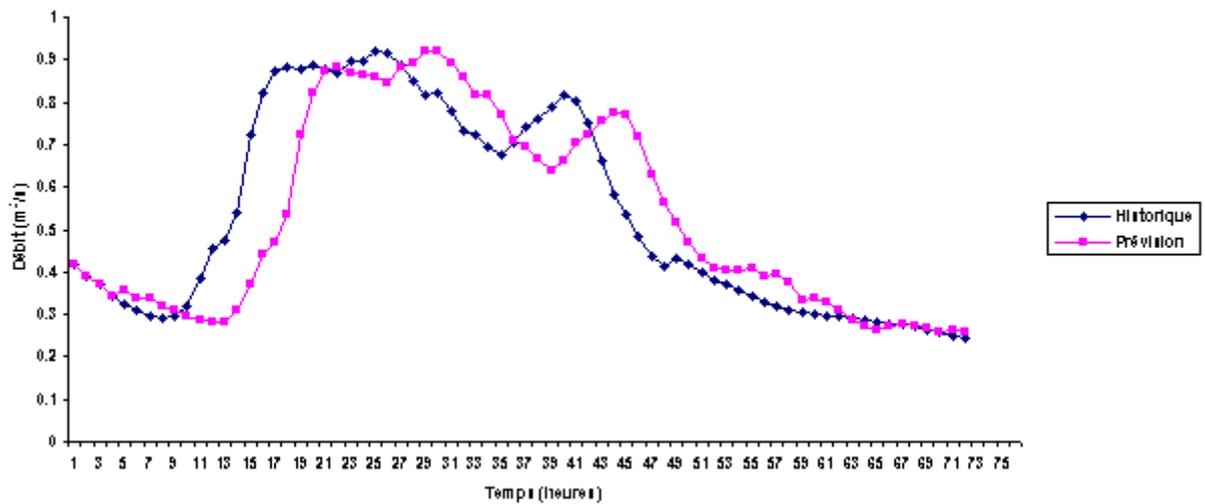
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 2$  heures crue : 6



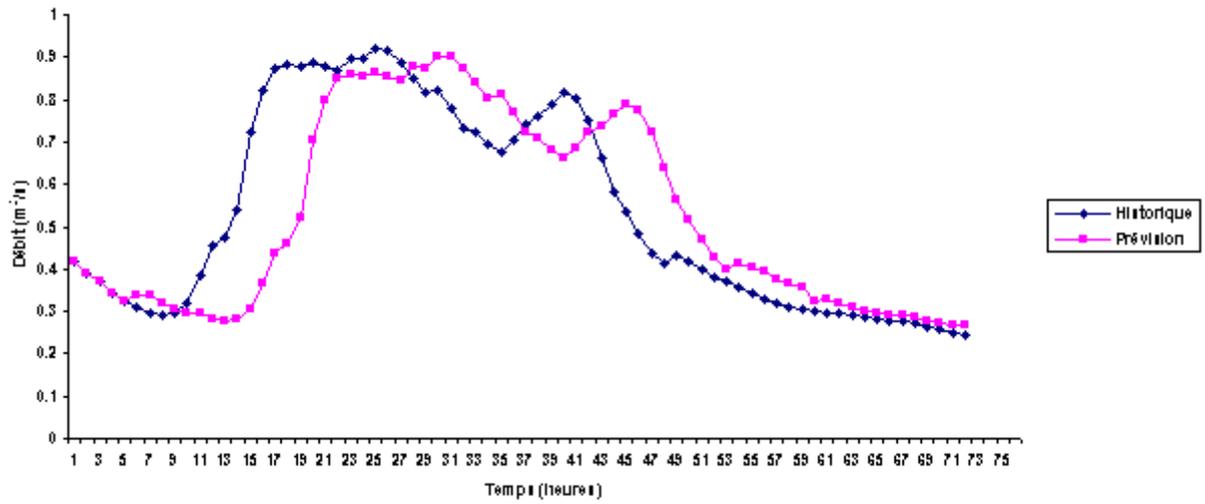
Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 3$  heures crue :6



Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t = 4$  heures crue :6



Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 5$  heures crue :6



Prévision à la station de Baghlia à partir de la station de la RN25  $\Delta t= 6$  heures crue :6

