

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdallah

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE.

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

APPLICATION DES RESEAUX DE NEURONES
ARTIFICIELS DANS LA RELATION "DEBIT-HAUTEUR"
CAS DES OUEDS DU NORD ALGERIEN

Présenté par :
KERMACHE MAHMOUD

Promoteur :
M^r ZEROUAL. A

Devant le jury composé de :

Président :

M^r M. K. MIHOUBI

Examineurs :

M^r M. BACHIR CHERIF

M^r A. AMMARI

M^{me} N. HADJ SADOK

M^{me} M. LATROUS

M^{me} S. BERBACHE

Juin 2010

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma défunte mère,

Mon cher père,

Mes chers frères et mes chères sœurs,

Ainsi qu'à toute ma famille et mes amis.

KERMACHE Mahmoud

REMERCIEMENTS

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

Je tiens en premier lieu à remercier chaleureusement mon promoteur, Monsieur Ayoub ZEROUAL, Magister en génie de l'eau à l'ENSH, pour avoir accepté de prendre en charge l'encadrement de ce travail. Je me permets de saluer chez lui sa modestie et son accessibilité. Il m'a fait bénéficier de son savoir, de son expérience et de la clairvoyance de ses opinions en hydraulique. Il a su par ses idées, et ses explications, me faire apprécier ce travail.

Un merci particulier à Monsieur Abdelhadi AMMARI, Maître Assistant Chargé de Cours à l'ENSH, pour son aide et ces précieux conseils

Mon respect s'adresse aux membres de jury « M^r M. K. MIHOUBI, M^r A. AMMARI, M^r M. BACHIR CHERIF, M^{me} N. HADJ SADOK, M^{me} M. LATROUS et M^{me} S. BERBACHE » Qui m'on feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie également Abdelhak AYAD pour son soutien moral et son aide précieux.

Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (A.N.R.H) de Blida et l'Agence Nationale Des Barrages et transferts (ANBT), pour m'avoir fourni les données nécessaires.

Je voudrais remercier tous mes amis qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et spécialement Abdelouaheb TOUATI, Essaid MANSOURI, Walid BENTOURKI, Salah BOULAARES, Tahar LAIB, Hichem KHOUMS, Hichem KHEDDAR et Diab GUERCHOUCHE.

M. KERMACHE

ملخص

يعتبر تقدير التصريف في المجاري المائية الطبيعية عنصرا أساسيا في معظم الدراسات الهندسية. تحقيقا لهذه الغاية قمنا بايجاد علاقة بين كمية التدفق و علو الماء باستخدام القياسات الميدانية. العلاقات تدفق-علو الماء المستخلصة تتعلق بالوقت و كثيرا ما تظهر تقلبات عشوائية و هي ليست وحيدة دائما.

من اجل هذا استعملنا طريقة الشبكات العصبونية الاصطناعية و متعددة التناقص الخطي في ثلاث محطات رصد التدفقات موجودة في الساحل الجزائري. النتائج أثبتت أهمية كلا النموذجين خاصة في الاستقراء عندما تكون العلاقة غير دقيقة.

Résumé

L'estimation du débit dans les cours d'eau naturel est une composante essentielle à la plupart des analyses de l'ingénierie. Dans ce but, un rapport entre le débit et la hauteur est établi en utilisant les mesures de terrain. Les relations "hauteur-débit" trouvées dépend du temps et montrent des fluctuations, leur rapport n'est pas unique. Pour ce la, les méthodes des réseaux de neurones artificiels et la régression multiple linéaire sont examinées sur trois stations hydrométriques du Nord Algérien. Les résultats montrent l'intérêt des deux approches, notamment en extrapolation, lorsque la relation "hauteur-débit" est non univoque.

Abstract

The estimate of discharge in natural rivers is an essential component of the majority of engineering analysis. For that purpose, a relationship between stage and discharge is established using field measurement. The found relations "Stage- discharge" are time-dependent and very often they exhibit random fluctuations, their relationship is not always unique. For that, artificial neural network method and multiple regression linear are examined on three hydrometric stations at North Algeria. The results show the interest of the two approaches, in particular in extrapolation, when the relation "Stage- discharges" is not univocal.

SOMMAIRE

Résumé.....	
Liste des tableaux.....	
Liste des figures.....	
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE I : LA MESURE ENVIRONNEMENTALE

1.1 INTRODUCTION.....	1
1.2 Mesure des précipitations.....	1
1.2.1 Les pluviomètres.....	1
1.2.2 Les pluviographes.....	2
1.3 La mesure de l'évaporation et de la transpiration	2
1.3.1 Facteurs influençant la mesure de l'évaporation.....	2
1.3.1.1 Le rayonnement solaire et la durée d'insolation.....	3
1.3.1.2 La température.....	3
1.3.1.3 L'humidité de l'air.....	4
1.3.1.4 La pression atmosphérique.....	4
1.3.1.5 Le vent.....	4
1.3.2 Mesure de l'évaporation des nappes d'eau libre.....	5
1.3.2.1 Les évaporimètres.....	5
1.3.2.2 Les balances d'évaporation.....	5
1.3.2.3 Les bacs d'évaporation.....	5
1.3.3 Mesure de l'évapotranspiration.....	5
1.4 La mesure du transport solide dans les cours d'eau.....	6
1.5 Mesure du transport en suspension.....	6
1.5.1 Matériel de prélèvements.....	6
1.5.2 Calcul du débit solide en suspension.....	7
1.6 Mesure de l'infiltration.....	8
1.7 Mesure du débit	9

CHAPITRE II : METHODES D'ESTIMATION DES DEBITS DES OUEDS

II.1 INTRODUCTION.....	10
II.2 Courbe de tarage.....	10
II.3 Composition traditionnelle d'une station de mesure.....	11
II.3.1 Choix du site d'implantation.....	11
II.4 Matériel de la mesure	13
II.4.1 Mesure de la hauteur d'eau	13
II.4.1.1 Le limnimètre.....	14
II.4.1.2 Le limnigraphe à flotteur.....	14

II.4.1.3 Le limnigraphe « bulle à bulle »	15
II.4.2 Matériels de jaugeage au moulinet.....	15
II.5 Méthode de la mesure du débit	16
II.5.1 Méthode des déversoir.....	17
II.5.1.1 Déversoirs triangulaires en mince paroi.....	17
II.5.1.2 Déversoirs rectangulaires en mince paroi.....	18
II.5.1.3 Déversoirs à seuils épais	19
II.5.2 Les méthodes volumétriques	20
II.5.3 Les méthodes « d’exploration du champ de vitesse ».....	20
II.5.3.1 Le jaugeage au moulinet.....	20
II.5.3.2 Le jaugeage au flotteur.....	22
II.5.3.3 Le jaugeage par dilution dits jaugeage « chimique ».....	23
II.5.3.3.1 La méthode chimique par injection instantanée (Splash)	23
II.5.3.3.2 Méthode chimique par injection à débit constant.....	24
II.5.4 Méthode d’extrapolation de la courbe de tarage.....	26
II.6 Conclusion.....	27

CHAPITRE III : MODELISATION DE LA COURBE DE TARAGE

III.1 INTRODUCTION.....	28
III.2 Types de courbe de tarage	28
III.3 L’ACQUISITION DES DONNEES.....	29
III.3.1 Présentation de la zone d’étude	30
III.3.1.1 Oued Boukdir	30
III.3.1.2 Oued Chiffa	30
III.3.1.3 Oued Aissi.....	30
III.3.2 Caractéristiques des écoulements.....	31
III.4 MODELISATION DES COURBES DE TARAGE.....	33
III.4.1 Résultats et interprétation.....	35
III.5 CONCLUSION.....	36

CHAPITRE IV : PRESENTATION DE LA METHODE DE RESEAUX DES NEURONES ARTIFICIEL (RNA)

IV.1 PRESENTATION DE LA METHODE NEURONALE	37
IV.2 Historique	37
IV.3 LE NEURONE ARTIFICIEL.....	37
IV.4 Les différents types de réseaux de neurones.....	39
IV.4.1 Le réseau de rétro propagation.....	39
IV.4.1.1 Les Perceptrons.....	40
IV.4.1.1.1 Le perceptron monocouche.....	40
IV.4.1.1.2 Le perceptron multicouche.....	40

IV.4.1.2 Les réseaux à fonction radiale	41
IV.4.2 GRNN (general regression neural networks)	41
IV.5 L'APPRENTISSAGE DES RESEAUX DE NEURONES.....	41
IV.5.1 Définition.....	41
IV.5.2 Apprentissage supervisé	42
IV.5.2.1 Rétro-propagation du gradient	42
IV.5.2.2 Backpropagation avec momentum.....	44
IV.6 TEST DES RESEAUX DE NEURONES	44
IV.7 CONCLUSION	44

CHAPITRE V : PRESENTATION DU LOGICIEL ET DEVELOPPEMENT DU MODELE

V.1 PRESENTATION DU LOGICIEL.....	45
V.1.1 Interface graphique de la boîte a outils de réseaux des neurones	45
V.2. DEVELOPPEMENT DU MODELE.....	51
V.2.1 Choix de l'échantillon.....	51
V.2.1.1 Mise en œuvre de la banque de données.....	51
V.2.1.2 Prétraitement des données.....	51
V.2.2 Elaboration de la structure du réseau.....	52
V.2.3 Choix du paramètre de la phase d'apprentissage.....	53
V.2.3.1 Algorithme d'apprentissage: Levenberg-Marquardt (trainlm).....	53
V.2.3.2 Fonction d'adaptation.....	53
V.2.3.3 Fonction de performance.....	54

CHAPITRE VI : APPLICATION DU MODELE, RESULTATS ET DISCUSSIONS

VI.1 APPLICATION DU MODELE.....	56
VI.2 RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	60
VI.2.1 Station de Mesdour.....	60
VI.2.2 Station d'Amont Des Gorges.....	68
VI.2.3 Station de RN 30 (Oued Aissi).....	76
VI.3 MODELE DE LA REGRESSION LINEAIRE MULTIPLE.....	78
VI.3.1 Résultats	78
VI.3.1.1 Station de Mesdour.....	78
VI.3.1.2 Station d'Amont des gorges.....	78
VI.3.1.3 Station de RN 30.....	78
VI.4 INTERPRETATION.....	79
VI.5 CONCLUSION.....	80

CHAPITRE VII : Dimensionnement de la dérivation Provisoire

VII.1 PRESENTATION SUCCINCTE DU BARRAGE.....	81
VII.1.1 but et type d'ouvrage	81

VII.1.2 Principales caractéristiques	81
VII.1.3 Présentation de l'Oued Aissi	81
VI.1.3.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	84
VII.1.3.2 Courbe capacité-hauteur	84
VII.2 ETUDE DES CRUES	84
VII.2.1 Méthode d'extrapolation de courbe de tarage.....	85
VII.2.1.1 Ajustement des débits maximums	86
VII.2.1.1.1 Vérification de l'homogénéité de la série.....	86
VII.2.1.1.2 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation	86
VI.2.1.1.2.a -Ajustement de la série à la loi de Gumbel.....	86
VII.2.1.1.2.b -Ajustement à la loi de Galton (Log Normal).....	90
VII.2.1.2 Tracé de l'hydrogramme de crue.....	92
VII.2.2 Méthode probabiliste.....	93
VII.3 DERIVATION PROVISoire.....	94
VII.3.1 Introduction	94
VII.3.2 Choix de la crue de dimensionnement	94
VII.3.3 Succession des travaux	94
VII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA DERIVATION PROVISoire	95
VII.4.1 Calcul du canal	95
VII.4.2 Laminage de la crue de chantier	96
VII.4.3 Le batardeau	99
VII.4.4 Calcul d'optimisation de la dérivation	100
VII.4.4.1 Calcul du coût du batardeau	102
VII.4.4.2 Calcul du coût du tunnel	103
VII.4.4.3 Calcul du volume des excavations	103
VII.5 COURBE D'OPTIMISATION.....	104
VII.6 CONCLUSION	104
CONCLUSION GENERALE.....	105
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Pluviomètre de Hellmann.....	2
Figure 1.2	Station météorologique.....	3
Figure 1.3	Abri météorologique.....	4
Figure 1.4	Bac d'évaporation.....	5
Figure 1.5	Bouteille de prélèvements fixée sur une perche avec système d'ajustage.....	7
Figure 1.6	Schéma générale de mesure de débit solide.....	7
Figure 1.7	Infiltromètre de Müntz.....	8
Figure 1.8	Infiltromètre à double cylindre.....	9
Figure II.1	Composition de base d'une station hydrométrique.....	11
Figure II.2	La production d'un hydrogramme.....	13
Figure II.3	Echelle limnimétrique.....	14
Figure II.4	Limnigraphe à flotteur.....	14
Figure II.5	Limnigraphe pneumatique.....	15
Figure II.6	Différents moulinets.....	16
Figure II.7	Courantomètre.....	16
Figure II.8	Jaugeage au moulinet (Faibles débits).....	16
Figure II.9	Jaugeage de crue au saumon.....	16
Figure II.10	Déversoir triangulaire en mince paroi	17
Figure II.11	Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale	18
Figure II.12	Déversoir à seuil épais rectangulaire.....	19
Figure II.13	Déversoir à seuil épais triangulaire	20
Figure II.14	Champ de vitesse à travers une section de mesure de débit (Touibia, 2004).....	21
Figure II.15	Dispositif d'injection à débit constant : le vase de Mariotte.....	24
Figure II.16	Dispositif du vase de Mariotte. (Olympiade de la science, 2001).....	25
Figure II.17	Dispositif de mesure à débit constant.....	26
Figure II.18	Exemple d'extrapolation de la courbe de tarage.....	27
Figure III.1	Différents types de courbes de tarage.....	28
Figure III.2	Carte de Situation des Stations Hydrométriques dans le bassin versant Côtier Algérois.....	32
Figure III.3	Relation Hauteur-Débit dans la station de Mesdour.....	33
Figure III.4	Relation Hauteur-Débit dans la station d'Amont des gorges.....	34
Figure III.5	Relation Hauteur-Débit dans la station de RN 30.....	34
Figure III.6	Quelques branches retenus de type puissance pour la station d'Amont des gorge.....	35
Figure IV.1	Schémas d'un neurone artificiel.....	38

Figure IV.2 Les différents types de fonction d'activation.....	38
Figure IV.3 Réseau de rétro propagation.....	39
Figure IV.4 Réseaux à une couche.....	40
Figure IV.5 Réseaux "FeedForward" multicouches.....	40
Figure IV.6 Architecture d'un GRNN.....	41
Figure IV.7 Extrait d'un réseau multicouche.....	42
Figure IV.8 Rétro- propagation des gradients.....	43
Figure V.1 Interface graphique de Boîtes à outils de réseaux des neurones.....	46
Figure V.2 Fenêtre de saisie les données.....	47
Figure V.3 Fenêtre de création de réseaux.....	47
Figure V.4 Fenêtre d'affichage d'architecture du réseau et leur paramètre.....	48
Figure V.5 Fenêtre d'apprentissage du réseau.....	49
Figure V.6 Paramètres de la phase d'apprentissage.....	49
Figure V.7 Graphique de l'évolution de l'apprentissage.....	50
Figure V.8 Architecture de réseau Feed-Forward élaborée.....	53
Figure VI.1 Architecture du modèle RNA.....	57
Figure VI.2 Structure du RNA (modèle N°1).....	58
Figure VI.3 Structure du RNA (modèle N°2).....	58
Figure VI.4 Structure du RNA (modèle N°3).....	59
Figure VI.5 Structure du RNA (modèle N°4).....	59
Figure VI.6 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle N°1 pour la phase de test (Mesdour).....	61
Figure VI.7 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°2 pour la phase de test (Mesdour).....	63
Figure VI.8 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°3 pour la phase de test (Mesdour).....	65
Figure VI.9 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°4 pour la phase de test (Mesdour).....	67
Figure VI.10 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle N°1 pour la phase de test (Amont des gorges).....	69
Figure VI.11 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°2 pour la phase de test (Amont des gorges).....	71
Figure VI.12 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°3 pour la phase de test (Amont des gorges).....	73
Figure VI.13 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°4 pour la phase de test (Amont des gorges).....	75
Figure VI.14 Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°2 pour la phase de test (RN 30).....	77
Figure VII.1 Image satellitaire du barrage de Taksebt.....	82
Figure VII.2 Bassin versant de l'Oued Sebaou.....	83
Figure VII.3 Courbe capacité-hauteur (Barrage de Taksebt) (Djaroud 2001).....	84

Figure VII.4	La production d'un hydrogramme.....	85
Figure VII.5	Variations des débits instantanés dans la période d'enregistrement dans la station de RN 30.....	85
Figure VII.6	Ajustement à la loi de Gumbel.....	89
Figure VII.7	Ajustement à la loi log-normale.....	91
Figure VII.8	Hydrogramme de la crue vigntenale.....	92
Figure VII.9	Ligne d'eau dans le canal.....	96
Figure VII.10	Courbe d'optimisation.....	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1	Choix du nombre de points de mesure par verticales. (GORDON et al, 1992).....	22
Tableau III.1	Caractéristiques du sous bassin drainé par l'Oued Boukdir.....	30
Tableau III.2	Caractéristiques du sous bassin drainé par l'Oued Chiffa.....	30
Tableau III.3	Caractéristique du sous bassin drainé par l'Oued Aissi.....	31
Tableau III.4	Caractéristiques de l'écoulement dans les stations étudiées.....	31
Tableau III.5	Valeurs de R^2 et h_0 calculées.....	33
Tableau III.6	Valeurs des paramètres a et b.....	35
Tableau III.7	Valeurs des paramètres R^2 , a et b (Amont des gorges).....	36
Tableau V.1	Paramètres des modèles RNA utilisés.....	55
Tableau VI.1	Résultats du modèle N°1 appliqué sur la station de Mesdour.....	60
Tableau VI.2	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	61
Tableau VI.3	Résultats du modèle N°2 appliqué sur la station de Mesdour.....	62
Tableau VI.4	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	63
Tableau VI.5	Résultats du modèle N°3 appliqué sur la station de Mesdour.....	64
Tableau VI.6	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	65
Tableau VI.7	Résultats du modèle N°4 appliqué sur la station de Mesdour.....	66
Tableau VI.8	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	67
Tableau VI.9	Résultats du modèle N°1 appliqué sur la station d'Amont Des Gorges.....	68
Tableau VI.10	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	69
Tableau VI.11	Résultats du modèle N°2 appliqué sur la station d'Amont Des Gorges.....	70
Tableau VI.12	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	71
Tableau VI.13	Résultats du modèle N°3 appliqué sur la station d'Amont Des Gorges.....	72
Tableau VI.14	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	73
Tableau VI.15	Résultats du modèle N°4 appliqué sur la station d'Amont Des Gorges.....	74
Tableau VI.16	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	75
Tableau VI.17	Résultats du modèle N°2 station de RN 30.....	76
Tableau VI.18	Caractéristiques statistiques de l'échantillon.....	77
Tableau VI.19	Comparaison de R^2 pour les trois modèles appliqués sur la station de Mesdour.....	79
Tableau VI.20	Comparaison de R^2 pour les trois modèles appliqués sur la station d'Amont des gorges.....	79
Tableau VI.21	Comparaison de R^2 pour les trois modèles appliqués sur la station de RN 30.....	79
Tableau VII.1	Caractéristiques de sous bassin drainé par l'Oued Aissi.....	84
Tableau VII.2	Résumé des caractéristiques empiriques de la série (Gumbel).....	88
Tableau VII.3	Résumé des caractéristiques empiriques de la série (Galton).....	90

Tableau VII.4	Estimation des débits des crues par la loi log-normale.....	92
Tableau VII.5	Estimation des débits des crues par la loi log-normale (2ème méthode).....	93
Tableau VII.6	Coefficient de débits.....	97
Tableau VII.7	$Q = f(D)$	98
Tableau VII.8	$H_{\text{dév}} = f(T)$	99
Tableau VII.9	Résultats du laminage.....	99
Tableau VII.10	Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	100
Tableau VII.11	Paramètres de calcul d'optimisation.....	101
Tableau VII.12	Résultats de calcul d'optimisation.....	102
Tableau VII.13	Coût de batardeau.....	103
Tableau VII.14	Le coût de bétonnage (tunnel).....	103
Tableau VII.15	Le coût des excavations (tunnel).....	103
Tableau VII.16	Le coût total de tunnel (bétonnage + excavation).....	103
Tableau VII.17	Le coût total (tunnel + batardeau).....	104

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, une des plus importantes ressources naturelles, doit être protégée de manière à garantir de façon durable son équilibre entre les besoins et les utilisations.

L'estimation des débits de crues d'un cours d'eau, en un point donné, représente un sujet fort et ancien, mais toujours d'actualité en hydrologie. Cette estimation est évidente en raison de la nécessité de calculer la stabilité de certains ouvrages d'art en vue de leur projection éventuelle. Par exemple la construction des ponts, la hauteur des digues de protection contre les inondations et le dimensionnement des évacuateurs de crues sont essentiellement déterminés par le maximum probable de crue auquel ces ouvrages devront faire face, compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

Une erreur d'estimation de ce débit peut avoir des conséquences catastrophiques, d'un point de vue économique et humain parfois (rupture de barrage par exemple). C'est cet aspect qui explique l'importance de ce problème en hydraulique.

Ce débit peut être calculé par une série de méthodes conventionnelles, telles que l'intégration de la vitesse le long de la section d'écoulement (jaugeage) qui nécessite beaucoup de temps, la mesure directe (méthodes de dilution, méthode par flotteur). Mais au cours des crues violentes et brèves, ces méthodes sont impossibles à conduire. De ce fait, l'élaboration d'une courbe de tarage "hauteur-débit" reste un passage obligatoire pour la connaissance de ces débits pour chaque hauteur d'eau relevée.

Pour ce la, de nombreuses méthodes d'évaluation ont été effectuées par les hydrologues et les hydrauliciens.

Le présent travail vise à appliquer la méthode des réseaux de neurones artificiels (RNA) pour faire l'extension des courbes de tarage de trois cours d'eau du nord Algérien et les comparer avec celles établies par les méthodes classiques (statistiques)

Pour mener à bien notre travail on l'a devisé en deux parties principales :

Après avoir rappelé les méthodes et les moyens utilisés dans la mesure hydrologique et présenté une synthèse bibliographique concernant les méthodes de mesure du débit dans les cours d'eau naturels, nous passons à la modélisation de la relation "hauteur-débit" en commençant par des modèles classiques (statistiques) puis numérique (Réseaux de neurones artificiels) en utilisant le logiciel MATLAB. A la fin, nous procédons à une comparaison entre ces modèles.

1.1 INTRODUCTION

La mesure environnementale est une discipline relativement récente (une quinzaine d'années) mais son intérêt est croissant et elle est en plein développement actuellement. Les objectifs généralement recherchés sont de comprendre, surveiller, voire prédire les fluctuations des variables environnementales afin de mieux connaître le fonctionnement de l'environnement et sa dynamique. Les mesures sont aussi diverses que variées et nous nous attacherons ici à la seule étude des hydrosystèmes fluviaux. L'un des paramètres essentiels dans le suivi des rivières est le débit (volume d'eau écoulé par unité de temps) mais de plus en plus, des variables de qualité du milieu sont prises en compte en géomorphologie et hydrologie fluviale.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les méthodes et le matériel utilisé dans les mesures hydrologiques.

1.2 Mesure des précipitations

La mesure des précipitations est l'une des plus complexes en météorologie car on observe une forte variation spatiale selon le déplacement de la perturbation, le lieu de l'averse, la topographie et les obstacles géographiques locaux gênant sa captation.

On exprime généralement les précipitations en hauteur ou lame d'eau précipitée par unité de surface horizontale (mm). Si on rapporte cette hauteur d'eau à l'unité de temps, il s'agit d'une intensité (mm/h). Rappelons que :

$$1 \text{ mm} = 1 \text{ l/m}^2 = 10 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

L'enregistrement des pluies en général, et des averses en particulier, se fait au moyen de divers appareils de mesure. Dans ce qui suit on présente les appareils utilisés en Algérie.

1.2.1 Les pluviomètres

Le pluviomètre est l'instrument de base de la mesure des précipitations liquides ou solides. Il indique la pluie globale précipitée dans l'intervalle de temps séparant deux relevés. Le pluviomètre est généralement relevé une fois par jour. La hauteur de pluie lue le jour j est attribuée au jour $j-1$ et constitue sa "pluie journalière" ou "pluie en 24 heures". Si la station pluviométrique est éloignée ou difficile d'accès, il est recommandé de recourir au pluviomètre totalisateur. Cet appareil reçoit les précipitations sur une longue période et la lecture se fait par mesure de la hauteur d'eau recueillie ou par pesée.

En cas de neige ou de grêle on procède à une fusion avant mesure.

La figure suivante (Fig.1.1) présente le pluviomètre de type Hellmann, d'une surface de 200 cm^2 couramment utilisé.



Figure 1.1: Pluviomètre de Hellmann.

1.2.2 Les pluviographes

Le pluviographe se distingue du pluviomètre en ce sens que la précipitation, au lieu de s'écouler directement dans un récipient collecteur, passe d'abord dans un dispositif particulier (réservoir à flotteur, augets, etc.) qui permet l'enregistrement automatique de la hauteur instantanée de précipitation. L'enregistrement est permanent et continu, et permet de déterminer non seulement la hauteur de précipitation, mais aussi sa répartition dans le temps donc son intensité. Les pluviographes fournissent des diagrammes de hauteurs de précipitations cumulées en fonction du temps.

1.3 Mesure de l'évaporation et de la transpiration

1.3.1 Facteurs influençant la mesure de l'évaporation

Les facteurs qui conditionnent l'évaporation sont les suivants : les rayonnements solaires et atmosphériques, la température de l'eau et de l'air, l'humidité de l'air, la pression atmosphérique, le vent, la profondeur et la dimension de la nappe d'eau, la qualité de l'eau et les caractéristiques du bassin (exposition des versants au soleil, au vent, pentes, sol,...). Certains de ces paramètres (facteurs météorologiques) sont facilement mesurables.

La figure 1.2 montre une station météo équipée de l'ensemble des instruments de mesures de ces paramètres.

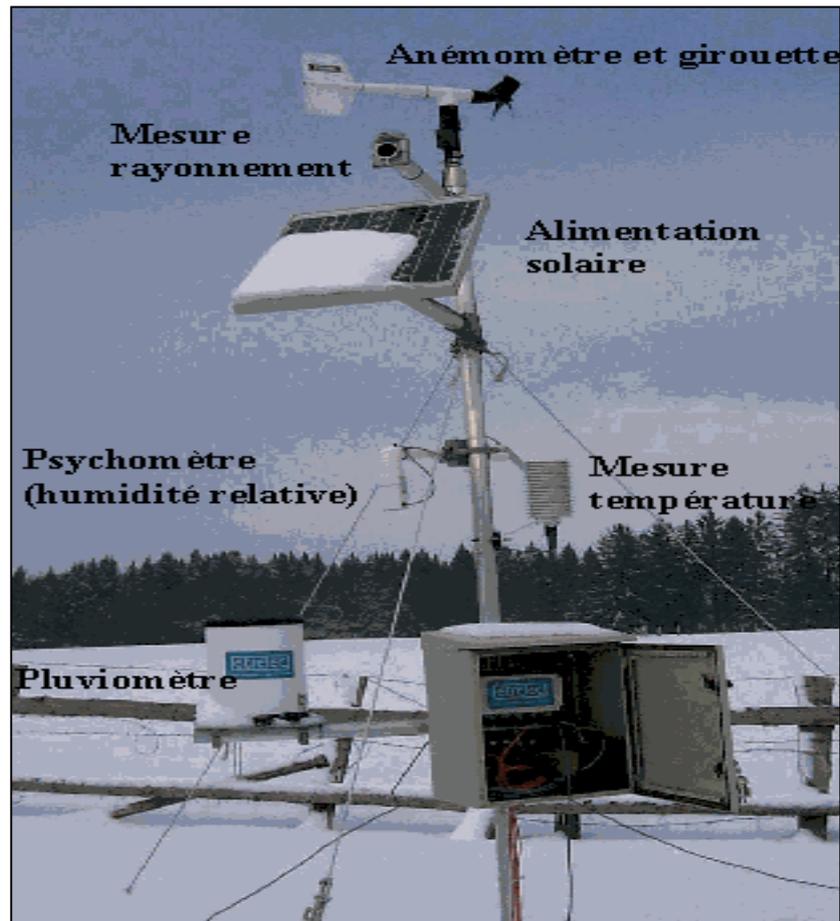


Figure 1.2 : Station météorologique.

1.3.1.1 Le rayonnement solaire et la durée d'insolation

On mesure couramment le rayonnement solaire parvenant au sol. Les mesures portent d'une part sur l'intensité du rayonnement direct, et d'autre part sur le rayonnement global tant sous forme de rayonnement diffus que sous forme de rayonnement direct. Les instruments utilisés sont désignés sous le nom général **d'actinomètres**. Pour la mesure du rayonnement net, on utilise des **pyranomètres** à thermopiles, à lames ou plus rarement à distillation.

Il existe plusieurs appareils, nommés **héliographes**, qui évaluent chaque jour la durée totale de l'insolation pour une station. Ils déterminent la somme des intervalles de temps au cours desquels l'intensité du rayonnement solaire direct a dépassé un certain seuil.

1.3.1.2 La température

L'instrument de mesure de la température est le **thermomètre**. Il mesure la dilatation d'un liquide ou d'un solide à fort coefficient de dilatation, ce qui permet d'en déduire la température. Citons ici le thermomètre à maxima, qui est capable de retenir la valeur maximale diurne en utilisant la capillarité.

La mesure de la température de l'air exige quelques précautions en raison des effets perturbateurs, principalement ceux du rayonnement. Il est donc nécessaire de protéger le thermomètre en le mettant sous un abri météorologique (Fig. 1.3).

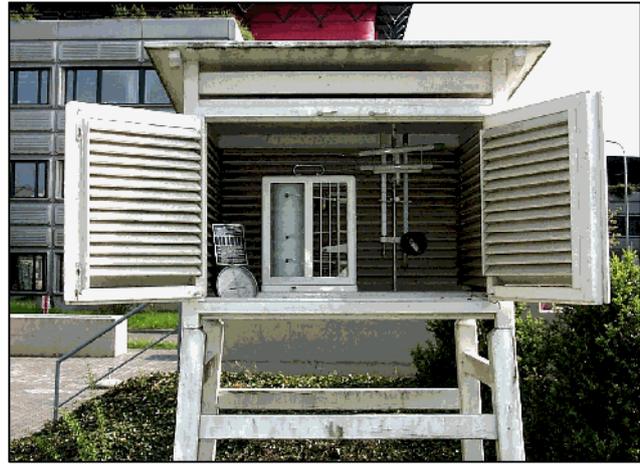


Figure 1.3 : Abri météorologique.

1.3.1.3 L'humidité de l'air

On mesure le taux d'humidité dans l'air avec un instrument appelé **hydromètre**. Les plus simples sont les hygromètres organiques. Ils sont basés sur la propriété des substances organiques de se contracter ou se dilater selon l'humidité. La lecture peut être aisément faite sur un tambour ou sur un cadran qu'on étalonne en fonction de l'humidité relative. L'appareil relié à un système d'enregistrement constitue un hydrographe.

Pour la détermination simultanée de la température de l'air et de l'humidité, on utilise un **psychromètre**. Celui-ci est constitué d'un thermomètre à bulbe sec qui détermine la température ambiante et d'un thermomètre à bulbe mouillé (bulbe entouré d'un linge humide) qui mesure la température après ventilation de l'instrument. Le principe du psychromètre consiste à déduire l'humidité de l'air des deux températures indiquées respectivement par le thermomètre sec et le thermomètre mouillé, à 0,1 °C près. Cet appareil est le plus précis pour la mesure de l'humidité.

1.3.1.4 La pression atmosphérique

Il existe divers instruments mesurant la pression atmosphérique. On distingue d'abord le **baromètre** à liquide ; le mercure est le plus souvent utilisé à cause de sa densité 13.6 fois supérieure à celle de l'eau. On a parfois recourt à un baromètre mécanique ou **aéroïde**, installé sous abri météorologique. Il peut se rattacher à un système d'enregistrement (stylo) ; on obtient ainsi un barographe mesurant la pression en fonction du temps.

1.3.1.5 Le vent

Les instruments de mesure du vent sont de deux types ; certains évaluent la vitesse, d'autres la direction. En surface, les **anémomètres** mesurent la vitesse du vent. Ils sont installés à 10 mètres au-dessus du sol, à un endroit dégagé de tout obstacle (bâtiment, arbre,...). Les plus fréquemment utilisés sont les anémomètres totalisateurs, constitués de trois ou quatre branches terminées respectivement par une coupelle hémisphérique.

Le système se rattache aussi à un dispositif d'enregistrement pour former un ensemble appelé anémographe. Pour la mesure en altitude troposphérique, on se sert d'un ballon rempli d'hydrogène qui s'élève dans l'atmosphère. Connaissant sa vitesse d'ascension et son déplacement horizontal en fonction du temps, on calcule aisément la vitesse du vent qui l'entraîne. La direction du vent est, quant à elle, déterminée à l'aide d'une **girouette** ou d'une manche à air. La direction du vent est donnée selon les points cardinaux

1.3.2 Mesure de l'évaporation des nappes d'eau libre

1.3.2.1 Les évaporimètres

Les évaporimètres simulent l'évaporation naturelle en évaporant de l'eau distillée à travers une surface poreuse. Le plus simple de ces appareils est l'évaporimètre de Piche. Il est constitué d'un tube d'où l'eau s'évapore à travers la surface de papier filtre. La baisse du niveau de l'eau est directement lisible sur le tube calibré et le taux d'évaporation est alors calculé par unité de surface de papier filtre.

1.3.2.2 Les balances d'évaporation

Les balances d'évaporation mesurent l'évaporation en continu par diminution du poids de l'eau placée dans un plateau sous abri. Elles ne sont pas très représentatives de l'évaporation naturelle en raison de leur faible surface libre. De plus, le faible volume de l'eau favorise le rôle thermique des parois.

1.3.2.3 Les bacs d'évaporation

Il existe différents types de bac d'évaporation. Ce sont des bassins de 1 à 5 mètres de diamètre et de 10 à 70 cm de profondeur, posés sur ou dans le sol (bacs enterrés) ou encore dans l'eau (bacs flottants). Dans tous les cas, on doit maintenir le niveau de l'eau à faible distance au-dessous du bord du bac. Les variations du niveau d'eau du bac, mesurées à des intervalles fixes, sont le reflet de l'intensité de l'évaporation. (Fig 1.4).



Figure 1.4 : Bac d'évaporation.

Type Colorado

1.3.3 Mesure de l'évapotranspiration

La mesure de l'évapotranspiration est une mesure complexe. A l'inverse des autres termes du bilan hydrique, elle est le plus souvent indirecte (en procédant par bilan hydrologique sur une parcelle expérimentale ou sur un bassin versant). Cependant, la mesure de l'évapotranspiration réelle (E_{tr}) peut être effectuée de façon ponctuelle et directe en se basant par exemple, sur les pertes en eau d'une case lysimétrique portant de la végétation.

L'évapotranspiration de référence ET₀ est calculée directement à partir de mesures liées au pouvoir évaporant de l'air (température, humidité, pression, etc.).

1.4 Mesure du transport solide dans les cours d'eau

La quantité de sédiments (flux solide, charge solide, débit solide) transportée par un cours d'eau à une section donnée pendant un temps Δt ($\Delta t=1$ jour, 1 mois, 1 année) est composé de la charge en suspension (suspended load) et du transport de fond (glissement ou roulement sur le fond et saltation).

1.4.1 Mesure du transport en suspension

En pratique, on mesure une concentration en **Matières En Suspension** (MES) qui correspond à la quantité de matériaux en suspension recueillie à travers une membrane poreuse (la taille moyenne des pores est en général de $0,2 \mu\text{m}$). Elle s'exprime en milligrammes par litre d'eau brute.

Une large gamme d'options est aujourd'hui disponible pour mesurer la quantité de sédiments en suspension transportée par un cours d'eau. La méthode la plus rigoureuse pour obtenir une estimation de la charge solide en suspension consiste à procéder, comme pour la mesure du débit liquide, à une intégration de différentes concentrations et des vitesses sur plusieurs verticales. Cette technique nécessite un matériel de prélèvement adapté aux caractéristiques de la section de mesure.

1.4.1.1 Matériel de prélèvements

Outre les prélèvements manuels réalisés dans des récipients, il existe du matériel de prélèvements plus ou moins automatisé qui peut être classé en trois catégories principales :

- **Les préleveurs instantanés** - Ils sont constitués d'un récipient largement ouvert qui peut se refermer, de façon quasi instantanée, au moyen d'une commande appropriée.
- **Les préleveurs à pompe** - Un embout formé d'un tube métallique faiblement coudé, fixé sur un lest ou une perche, permet d'effectuer, à l'aide d'un tuyau flexible et d'une pompe, des prélèvements en divers points de la section de mesures.
- **Les préleveurs par intégration** - Ils prélèvent des échantillons durant un intervalle de temps suffisamment long pour atténuer les fluctuations de concentrations. Ils peuvent selon les modèles, fonctionner point par point ou par intégration le long d'une verticale. Dans ce dernier cas l'échantillon recueilli permet de mesurer la concentration moyenne pondérée par les débits sur toute une verticale. Le plus simple d'entre eux est constitué d'une bouteille à large col fixée à une perche. A travers le bouchon, passe un ajustage d'admission qui doit être dirigé face au courant tandis qu'un deuxième conduit, dirigé vers l'aval, permet à l'air de s'échapper.

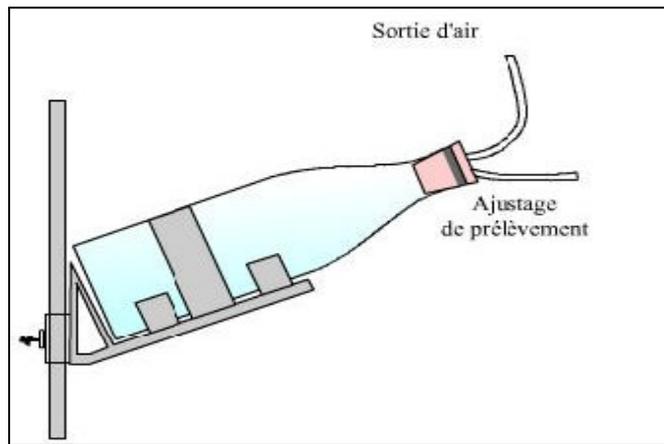


Figure 1.5 : Bouteille de prélèvements fixée sur une perche avec système d'ajustage (Nouvelot, 1993).

1.4.2 Calcul du débit solide en suspension

En considérant la section S d'un cours d'eau de largeur L , chaque verticale V peut être définie par son abscisse l (distance à l'une des 2 rives), et sa profondeur totale P . Si en un point d'une verticale V , situé à la profondeur p , sont mesurées à la fois la vitesse du courant v et la concentration c de matériaux en suspension, le débit solide sur la surface dS de la section S s'écrit :

$$q_s = c \times v \times ds \tag{1.1}$$

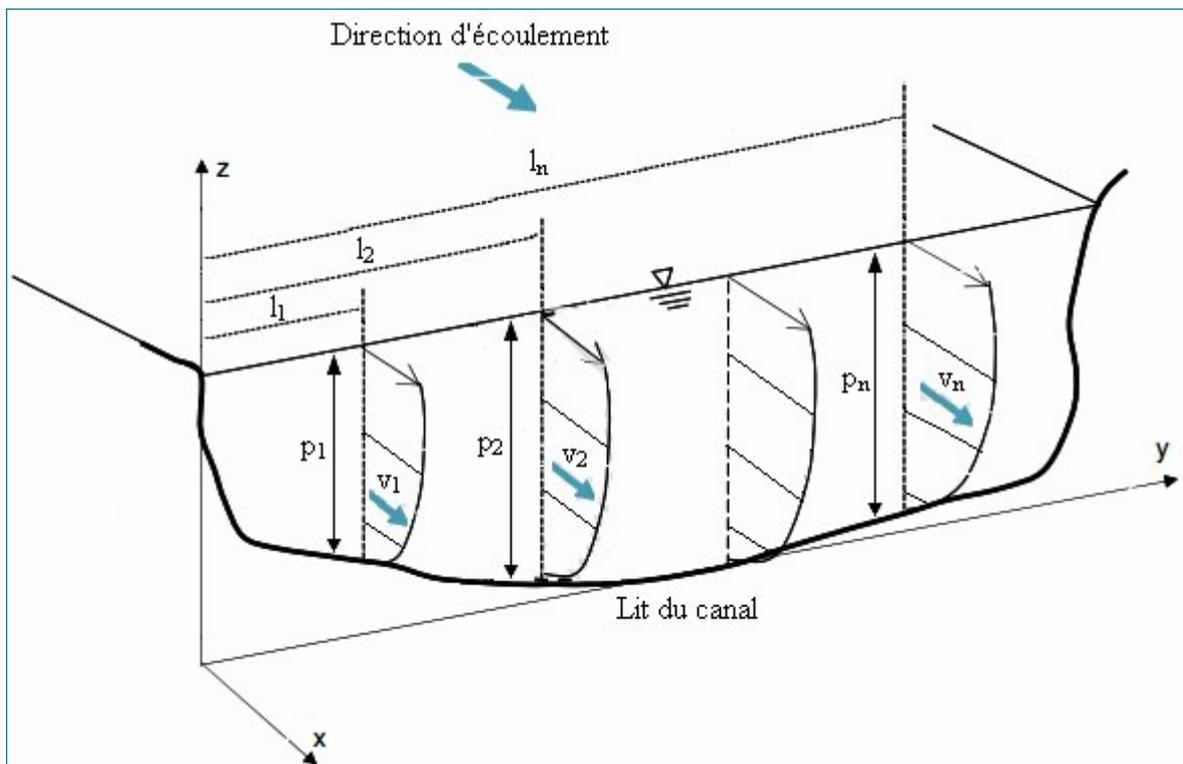


Figure 1.6 : Schéma générale de mesure de débit solide.

Le débit solide total sur l'ensemble de la section S s'obtient par intégration :

$$Q_s = \iint_S q_s = \iint_S c \times v \times ds = \iint_S c \times v \times dl dp$$

Avec : Q_s : débit solide du cours d'eau [kg/s].

La concentration moyenne dans la section est définie par le rapport : $C_m = Q_s / Q_L$, Q_L étant le débit liquide total sur la section $Q_L = \iint_S v \times ds$

Cette méthode pour mesurer la quantité de sédiments transportée par un cours d'eau est évidemment très coûteuse.

1.5 Mesure de l'infiltration

Divers paramètres du processus d'infiltration peuvent être mesurés. En particulier, l'infiltration cumulative est obtenue par la détermination de profils hydriques successifs. Une autre méthode simple, permet d'évaluer la capacité d'infiltration. Celle-ci est basée sur l'application d'une lame d'eau sur une partie délimitée de sol. On mesure le débit nécessaire pour maintenir la lame d'eau à un niveau constant (méthode à charge constante), ou alors on détermine sa vitesse d'abaissement (méthode à charge variable).

Les méthodes les plus connues pour mesurer directement et ponctuellement l'infiltration sont les suivantes :

- **Infiltromètre de Müntz** : La méthode de l'infiltromètre de Müntz est fondée sur le principe de l'infiltration à charge constante. Un réservoir gradué entretient un niveau d'eau constant de 30 mm dans un cylindre implanté dans le sol. Les variations, en fonction du temps, du niveau de l'eau dans le réservoir d'alimentation gradué détermine le taux d'infiltration.

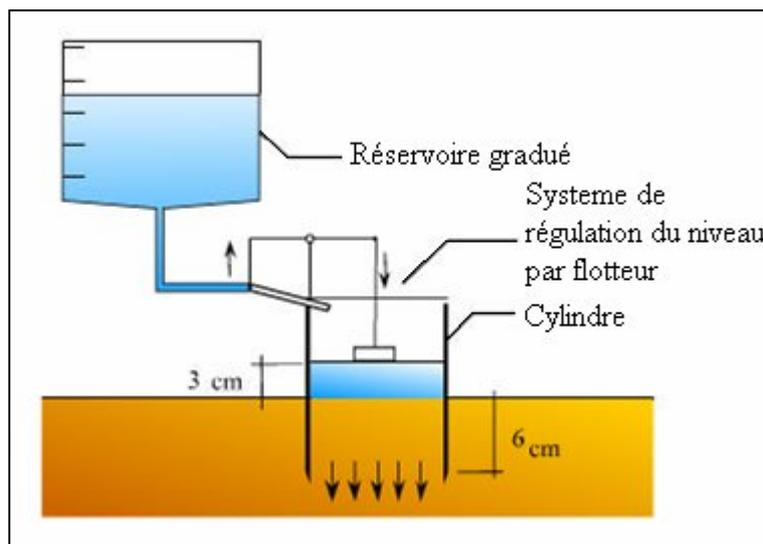


Figure 1.7 : Infiltromètre de Müntz. (Mussy, 2002)

• **Infiltromètre à double cylindre** : Deux cylindres concentriques sont implantés dans le sol. Le cylindre externe est rempli d'eau de façon à saturer le sol autour du cylindre central et limiter également l'écoulement latéral de l'eau infiltrée dans le sol à partir de ce dernier. On favorise ainsi un flux vertical de l'eau. La mesure est basée sur le principe de l'infiltration à charge variable. Après remplissage des deux cylindres, les variations du niveau d'eau dans le cylindre central sont mesurées au cours du temps. Cette méthode permet donc d'évaluer l'infiltration verticale de l'eau dans le sol.

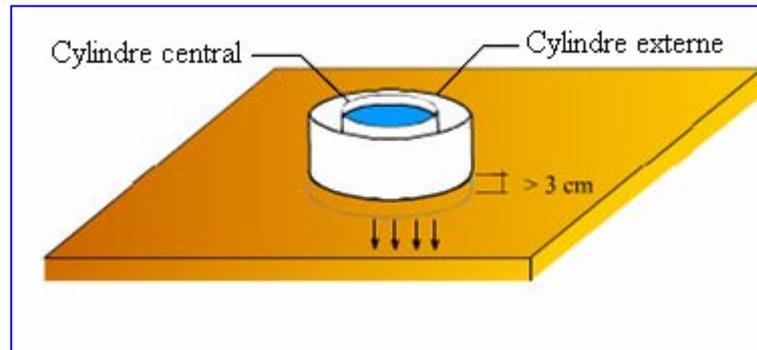


Figure 1.8: Infiltromètre à double cylindre. (Mussy, 2002)

1.6 Mesure du débit : Voir chapitre II.

II.1 INTRODUCTION

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

Les grandeurs caractéristiques de l'écoulement :

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

$$Q = V/T \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{II.1})$$

Les grandeurs caractéristiques des caractères morphologiques :

- La quantité de la matière en suspension ;
- Le transport par charriage ;

Les grandeurs caractéristiques de la qualité, qui sont fondamentales pour l'étude des relations avec le milieu :

- Les matières en suspension ;
- Les matières dissoutes (ions, oxygène, etc. ...).

Il est à noter que la mesure de ces grandeurs s'effectue au niveau des stations hydrométriques (Voiie paragraphe II.2).

Le travail de ce chapitre s'articule autour de la première classe de mesurables, et principalement autour de l'estimation du débit des rivières, ou jaugeage. En Algérie, les méthodologies existantes pour la mesure des débits des Oueds sont :

- Les méthodes hydrauliques (Déversoirs) ;
- Les méthodes volumétriques ;
- Les méthodes d'exploration du champ de vitesse (moulinet) ;
- Le jaugeage au flotteur ;
- Les jaugeages chimiques.

Autant, "mesurer" un débit est chose délicate, voir impossible pendant les périodes des cures, vu les volumes d'eau considérés. Donc on "estimera" le débit à partir des mesurables plus facilement accessibles, hauteur d'eau en utilisant la courbe de tarage.

II.2 Courbe de tarage

Le tracé de la courbe de tarage se fait par l'établissement d'un barème qui donne pour chaque cm d'eau, le débit Q, cm par cm. Ce tarage peut être fait à main levée ou à partir d'un modèle mathématique approprié (Touaibia, 2004)

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

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

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

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

II.3 Composition traditionnelle d'une station hydrométrique

Une station comprend :

- Un site avec une ou plusieurs sections de contrôle.
- Une échelle limnimétrique.
- Un ensemble de capteurs et d'appareils enregistreurs et/ou télétransmetteurs.
- Une armoire de protection et éventuellement une alimentation électrique autonome par panneau solaire.

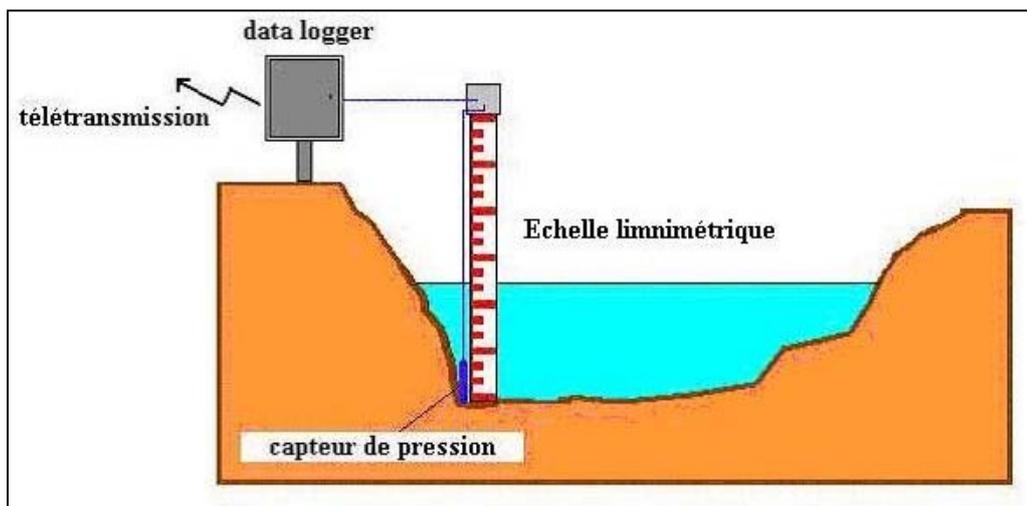


Figure II.1: Composition de base d'une station hydrométrique.

II.3.1 Choix du site d'implantation

Les critères de choix sont fonction du but ou de rôle que va jouer la station et des qualités essentielles que l'on exige d'elle (Touaibia, 2004)

- Si la station doit permettre l'étude des débits pour la construction d'une prise d'eau à une cote bien définie, l'emplacement est presque imposé par la nécessité de mesurer les débits d'un bassin versant très voisin de celui de la rivière à la prise envisagée.
- S'il s'agit au contraire d'une étude hydrologique d'une partie de la rivière, l'emplacement peut être recherché dans une zone assez étendue sur cartes topographiques, par photo

aériennes, par avion et avec la collaboration des autorités locales, on opte pour le choix définitif du site.

- Parmi ces critères de choix nous avons :

➤ **Le critère de fidélité**

Quelque soit les perturbations qui peuvent exister au niveau de la station, il faut que la relation $Q(H)$ soit univoque. Son contrôle exige de nombreux jaugeages à différentes périodes de l'année (crue, étiage), dont les déplacements sont coûteux.

Cette fidélité ne peut être obtenue que si la section de mesure et la pente restent invariables. Pour cela, il faut rechercher une section de contrôle de forme constante ou se produit si possible une mise en vitesse de l'eau suffisante pour qu'une modification même importante de l'écoulement de la rivière à l'aval ne modifie pas la cote du plan d'eau en amont de la section de contrôle.

➤ **Le critère de sensibilité.**

La position du stilet du limnigraphe est réglée d'après les lectures faites au limnimètres. Il est souvent difficile de lire l'échelle avec une erreur de cm. Il est donc indispensable qu'une erreur de cm sur la valeur de la hauteur d'eau H n'entraîne qu'une faible erreur sur l'évaluation du débit Q . cette condition est faiblement obtenue pour les faibles débits.

➤ **Le critère d'accessibilité**

La station doit être accessible en toutes saisons et pendant les crues. Il est souhaitable qu'elle soit proche des habitations.

➤ **L'envasement**

La rivière charrie souvent donc la station risque d'être envasée ou affouillée. Ceci se produit surtout à l'intérieur d'un coude ou dans une zone trop calme ; ce qui est à éviter. Le curage de la station doit être facile à réaliser à tout moment.

➤ **La protection contre les crues**

On sous estime souvent le danger des crues surtout si la reconnaissance du terrain s'est faite en étiage. Ainsi, il faut connaître le comportement de la station en basses eaux et en hautes eaux pour déterminer les courants et les remous.

Il faut placer le puits du limnigraphe hors d'atteinte directe des corps flottants et lui donner une hauteur suffisante pour que toutes les eaux ne l'atteignent pas. Pour ce la, il faut :

- Consulter les archives ;
- Interroger les riverains âgés ;
- Majorer la hauteur d'eau maximale connue.

➤ **La possibilité de jaugeage**

Il faut toujours envisager la possibilité de jaugeage à différents débits au moment du choix de l'emplacement de la station.

Il est préférable que les jaugeages soient faits à l'emplacement même de la station limnigraphique.

➤ La facilité de lecture d'échelle

La lecture d'échelle doit être facile, précise pour tous les débits même en période sévère d'étiage, sur un plan d'eau calme. La lecture doit correspondre aux indications du limnigraphe. L'échelle doit être installée à proximité du limnigraphe ou les vitesses doivent être faibles à cet endroit, sinon on peut craindre que les surélévations dues à la récupération de l'énergie de vitesse ne soient pas les mêmes à l'échelle et à la prise d'eau du puits.

II.4 Matériel de la mesure

II.4.1 Mesure de la hauteur d'eau

La science qui s'intéresse à la mesure de la hauteur d'eau (notée H) est la **limnimétrie**. Cette mesure est effectuée en une section donnée (station hydrométrique). On passe de la courbe des hauteurs d'eau en fonction du temps $H=f(t)$ à celle des débits $Q=f(t)$ par l'établissement d'une courbe de tarage $Q = f(H)$.

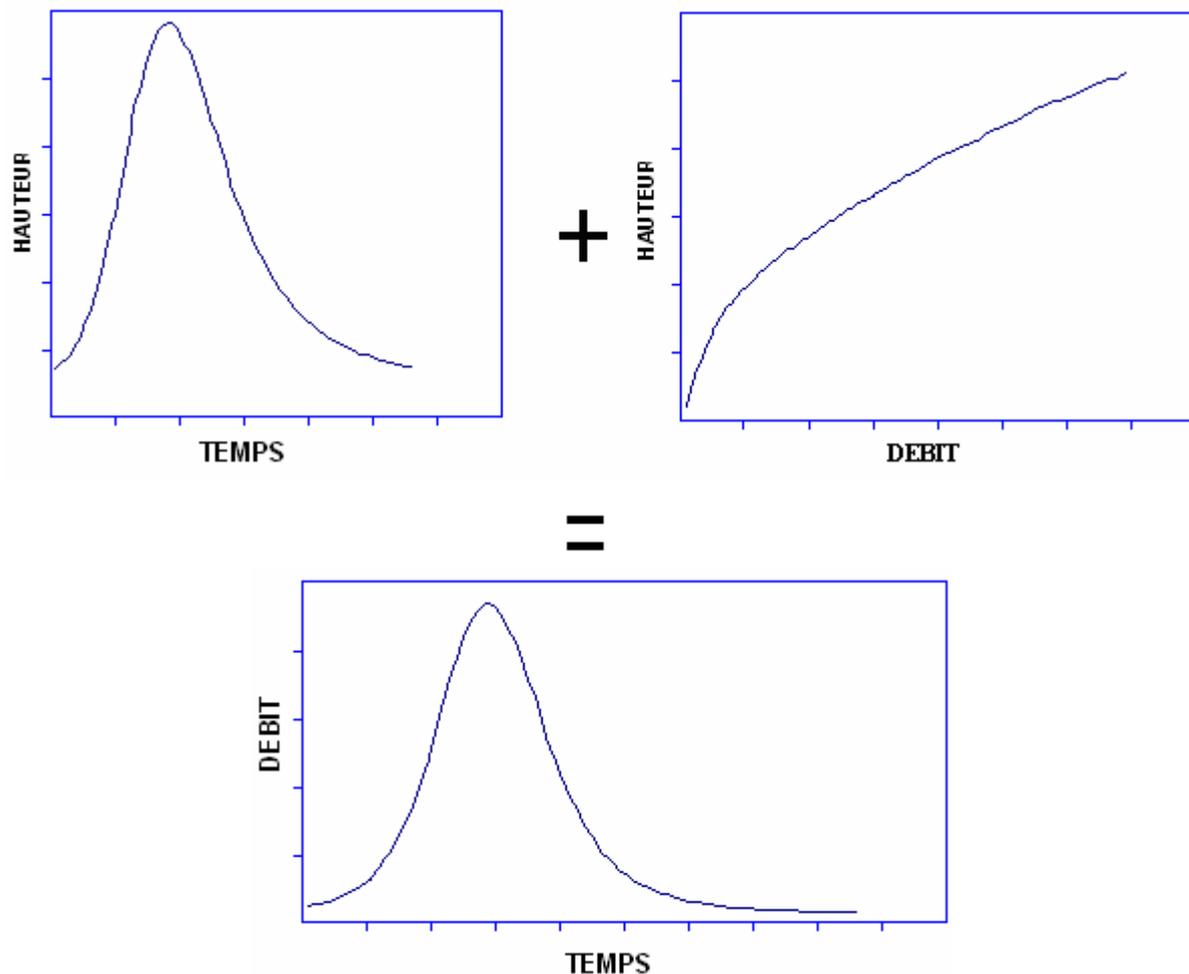


Figure II.2: La production d'un hydrogramme.

Les appareils utilisés dans la mesure de la hauteur d'eau sont :

II.4.1.1 Le limnimètre

Le limnimètre est l'élément de base des dispositifs de lecture du niveau de l'eau : il est constitué le plus souvent par une échelle limnimétrique (Fig. II.3) qui est une règle ou une tige graduée en métal, placée verticalement ou inclinée, et permettant la lecture directe de la hauteur d'eau à la station. Si l'échelle est inclinée, la graduation est corrigée en fonction de l'angle d'inclinaison avec la verticale.

La lecture de l'échelle limnimétrique se fait généralement au demi-centimètre près. Le zéro de l'échelle limnimétrique doit être placé au-dessous des plus basses eaux possibles dans la section de contrôle, et ce pour ne pas avoir de cotes négatives.

L'inconvénient de ce système est l'absence d'enregistrement et donc la nécessité de lecture de l'échelle par un opérateur.



Figure II.3: Echelle limnimétrique.

II.4.1.2 Le limnigraphe à flotteur

Le limnigraphe à flotteur est un appareil qui maintient un flotteur à la surface de l'eau grâce à un contrepoids, par l'intermédiaire d'un câble et d'une poulie. Le flotteur suit les fluctuations du niveau d'eau, qui sont reportées sur un graphe solidaire d'un tambour rotatif (à raison d'un tour par 24h ou par semaine ou par mois).

Il existe également des systèmes où le crayon décrit la hauteur du tambour en 24h, 1 semaine ou 15 jours et le tambour tourne avec les fluctuations du niveau d'eau.



Figure II.4: Limnigraphe à flotteur.

II.4.1.3 Le limnigraphe « bulle à bulle »

Le limnigraphe à pression ou « bulle à bulle », mesure les variations de pression causées par les changements de niveau d'eau. Cet appareil comprend une bonbonne de gaz comprimé, un dispositif de contrôle de pression et un tube immergé relié à la bonbonne. Un débit d'air constant sous pression est envoyé au fond de la rivière.

Par un manomètre à mercure, on mesure la pression de l'air dans le tube qui est égale à la pression hydrostatique au niveau de la prise installée dans la rivière.



Figure II.5 : Limnigraphe pneumatique.

II.4.2 Matériel du jaugeage au moulinet

Le matériel de mesure est constitué d'un décamètre et de deux piques (pour matérialiser un axe horizontal et mesurer la distance à une berge), d'une perche graduée sur laquelle coulisse l'appareil de mesure de la vitesse. Cet appareil peut être mécanique comme le moulinet ou électromagnétique comme le courantomètre. Un boîtier permet de compter le nombre de tours d'hélice (au minimum pendant 30 secondes ou 100 impulsions) dans le cas du moulinet ou d'afficher directement la vitesse pour le courantomètre. Le principe du courantomètre est le suivant : dans le capteur immergé, une bobine d'induction crée un champ magnétique entre deux électrodes fixes ; le déplacement de l'eau, fluide conducteur, dans ce champ magnétique, produit une tension induite proportionnelle à sa vitesse (loi de Faraday).

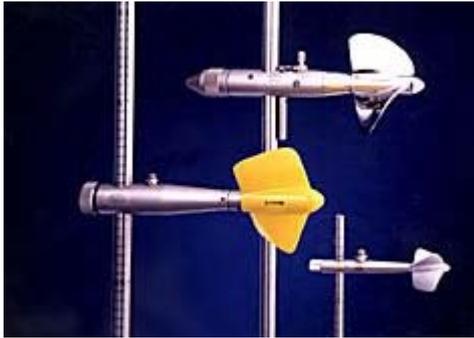


Figure II.6: Différents moulinets.
(Mussy, 2002)



Figure II.7: Courantomètre.
(Mussy, 2002)

Une paire de cuissardes pour les petits cours d'eau et un bateau avec treuil pour les grandes rivières et les fleuves font également partie du matériel couramment utilisé.

Des jaugeages de crue peuvent être réalisés depuis un pont à l'aide par exemple d'un véhicule équipé d'un bras qui manipule un saumon.

Le saumon est l'organe (en forme de torpille) qui constitue le corps du moulinet. Des ailettes à l'extrémité du saumon permettent d'orienter et stabiliser l'hélice dans les forts courants.



Figure II.8: Jaugeage au moulinet
(Faibles débits) (Mussy, 2002)



Figure II.9: Jaugeage de crue au saumon.
(Mussy, 2002)

II.5 Méthode de la mesure du débit

Dans ce qui suit, nous allons décrire sommairement les méthodes et le matériel les plus courants pour l'estimation du débit qui vont être ici énumérées en respectant pour les principales d'entre elles la même démarche de présentation à savoir : principe et méthode. Nous verrons tour à tour les méthodes «hydrauliques», « volumétriques », « d'exploration du champ de vitesse » et les méthodes «chimiques ».

II.5.1 Méthode des déversoirs

Le calcul de débit se fait par les formules classiques de l'hydraulique. Il existe divers types de déversoir.

II.5.1.1 Déversoirs triangulaires en mince paroi

Dans la gamme des conditions pour lesquelles les données expérimentales disponibles sont valables, le déversoir triangulaire en mince paroi est un dispositif très précis pour la mesure des débits (Fig. II.10).

Il doit être formé d'une échancrure en V symétrique, située dans une mince paroi verticale. La bissectrice de l'angle de l'échancrure doit être verticale et équidistante des cotés du canal d'approche. La paroi du déversoir doit être lisse et plane, surtout sur la face amont et elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

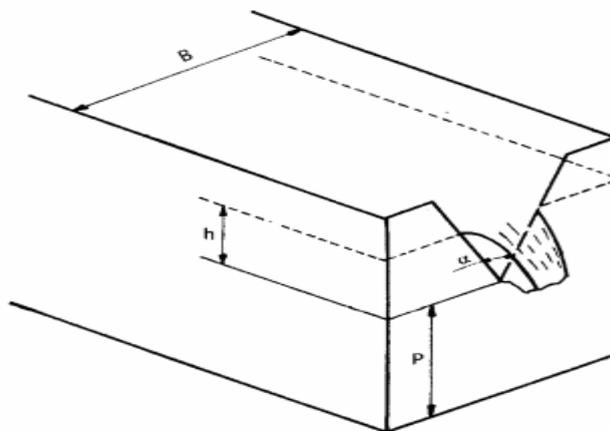


Figure II.10 : Déversoir triangulaire en mince paroi.

Formule fondamentale du débit. La formule générale du débit pour un déversoir triangulaire en mince paroi est:

$$Q = C_d \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h_e^{5/2} \quad (\text{II.2})$$

où:

Q est le débit (m^3/s);

C_d : Le coefficient de débit $f(\alpha, h/p, p/B)$;

g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2);

α : l'angle formé par les parois de l'échancrure;

h_e : La charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide amont par rapport au point bas de l'échancrure (m).

Trois dimensions de déversoirs triangulaires sont recommandées par l'Organisation Internationale de Normalisation:

L'échancrure type 90° où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à deux fois la hauteur verticale correspondante ($\operatorname{tg} \alpha / 2 = 1$);

L'échancrure type $1/2$ ($\alpha = 53^\circ 8'$) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la hauteur verticale correspondante ($\operatorname{tg} \alpha / 2 = 0.5$);

L'échancrure type $1/4$ ($\alpha = 28^\circ 4'$) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la moitié de la hauteur verticale correspondante ($\operatorname{tg} \alpha / 2 = 0.25$).

Si le lit et les parois du canal d'approche sont éloignés de l'échancrure on peut se servir des formules suivantes:

$$\text{Échancrure type } 90^\circ \quad Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}; \quad (\text{II.3})$$

$$\text{Échancrure type } 1/2 \quad Q = C_e \frac{4}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}; \quad (\text{II.4})$$

$$\text{Échancrure type } 1/4 \quad Q = C_e \frac{2}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2} \quad (\text{II.5})$$

$0.58 < C_e < 0.61.$

En plus des conditions générales d'installation, les restrictions d'ordre pratique suivantes doivent être respectées:

$0.05 \text{ m} < h < 0.40 \text{ m}$ h : charge

$p > 0.45 \text{ m}$ p : pelle amont

$B > 1.2 \text{ m}$ B : largeur du canal

$h/B < 0.20$

Une formule plus récente applicable à des déversoirs triangulaires d'angle au sommet $\alpha = 90^\circ$ tient compte du terme $V_0^2/2g$ en amont et peut-être utilisée pour des valeurs de pelle faibles:

$$Q = 0.602 \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2} \left[1 + 0.2577 \frac{h^4}{B^2 (h+p)^2} \right] \quad (\text{II.6})$$

Les conditions d'expérimentation ont été:

$0.05 \text{ m} < h < 0.15 \text{ m};$

$p < 0.40 \text{ m};$

$B = 0.30 \text{ m}.$

II.5.1.2 Déversoirs rectangulaires en mince paroi

Le déversoir normalisé est composé d'une échancrure rectangulaire, symétrique dans une mince paroi verticale. Toute la paroi doit être lisse et unie, surtout sur la partie amont. Elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

La figure II.11 donne le schéma d'un déversoir rectangulaire en mince paroi.

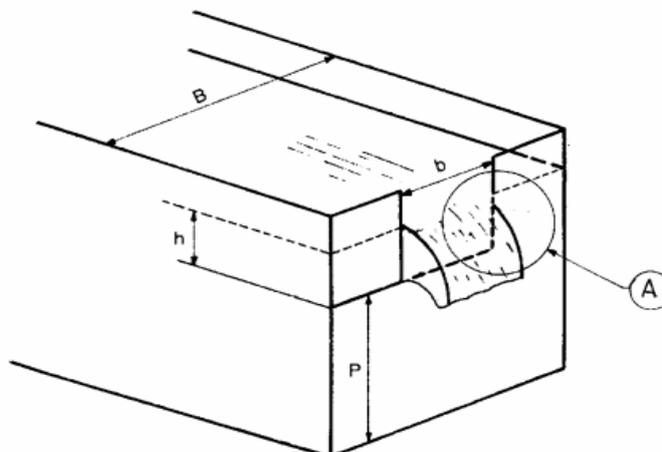


Figure II.11 : Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale.

La formule la plus générale du débit recommandée par l'Organisation Internationale de Normalisation pour un déversoir rectangulaire en mince paroi est la formule de Kindsvater-Carter:

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{5/2} \quad (\text{II.7})$$

Où:

Q est le débit (m^3/s),

C_e - le coefficient de débit,

g - l'accélération de la pesanteur (m/s^2),

b_e - la largeur fictive de l'échancrure (m),

h_e - la charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide en amont par rapport au niveau de la crête (m).

Avec:

$b_e = b + k_b$ si b est la largeur du déversoir;

$h_e = h + k_b$ si h est la charge mesurée.

En pratique $h_e = h + 0.001$ m.

Dans le cas du déversoir rectangulaire à mince paroi sans contraction latérale:

$$C_e = 0.602 + 0.075 h/p,$$

p est la hauteur de la crête du déversoir mesurée à partir du fond du canal (ou pelle).

Dans le cas des déversoirs à contraction latérale:

$$C_e = a + a' \cdot h/p$$

II.5.1.3 Déversoirs à seuils épais

Les courbes de tarage des stations à seuils épais sont généralement moins sensibles à l'envasement et aux conditions amont que celles des déversoirs en minces parois.

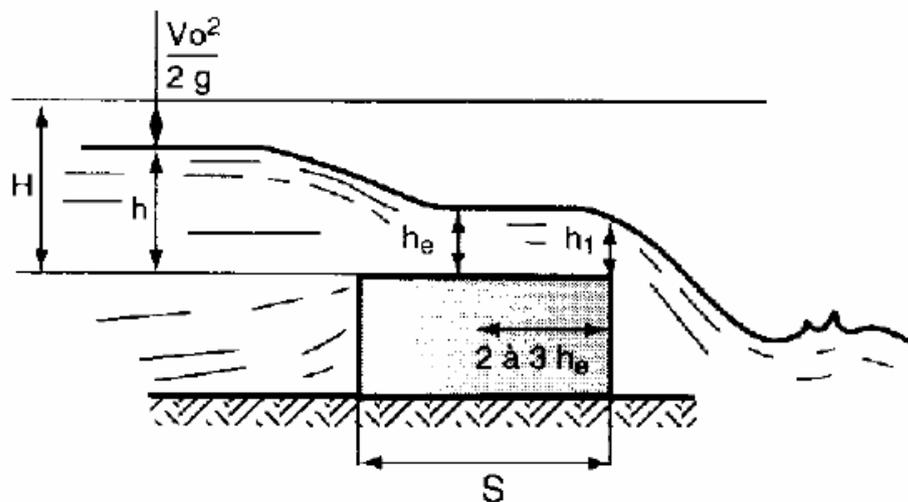


Figure II.12 : Déversoir à seuil épais rectangulaire.

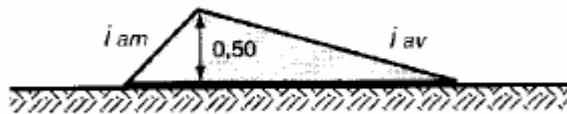


Figure II.13 : Déversoir à seuil épais triangulaire.

Avec :

i_{am} : fruit de talus amont

i_{av} : fruit de talus aval

La formule fondamentale pour calculer les débits des déversoirs à seuils épais est:

$$Q = ml \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (\text{II.8})$$

où:

m : est un coefficient qui varie en fonction des caractéristiques du seuil.

l : la largeur du seuil.

$H = h + V_0^2 / 2g$: la charge, considérée souvent en pratique comme la hauteur d'eau h en amont du déversoir par rapport au seuil, lorsque la vitesse d'approche V_0 est négligeable.

II.5.2 Les méthodes volumétriques

La méthode capacitive, ou volumétrique permet une réelle mesure du débit. Elle consiste à mesurer le temps de remplissage par l'écoulement de la rivière d'un volume donné, et d'en déduire le débit selon l'équation II .1. Le matériel requis est simple : un récipient calibré, et un chronomètre. Cette méthode est simple, rapide et peu coûteuse mais, vu le procédé expérimental, n'est applicable que pour les faibles débits ou les rivières de petites sections.

II.5.3 Les méthodes « d'exploration du champ de vitesse »

II.5.3.1 Le jaugeage au moulinet

Principe : Le principe de cette méthode consiste à déterminer le champ de vitesse, dans une section transversale du cours d'eau, et à calculer le débit par combinaison avec la géométrie.

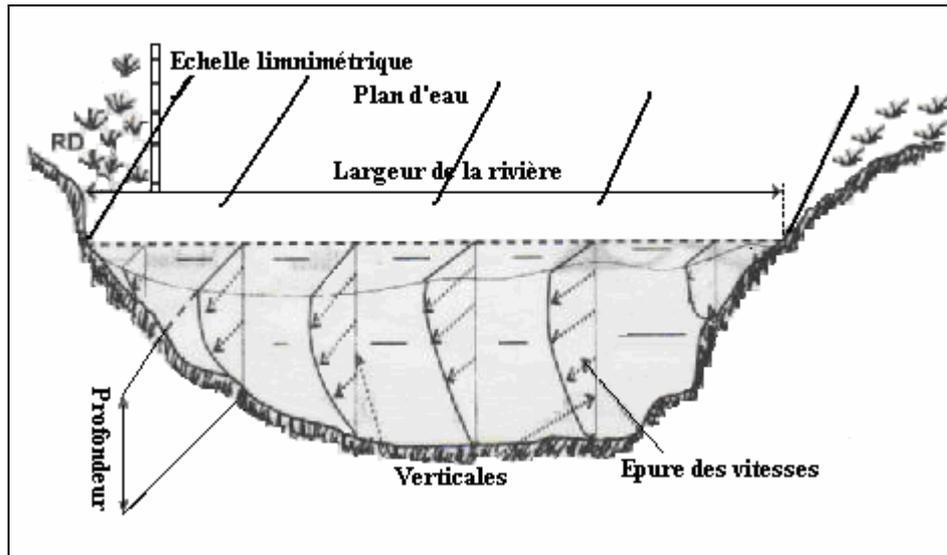


Figure II.14: Champ de vitesse à travers une section de mesure de débit. (Touaibia, Mars 2004).

Le débit Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] s'écoulant dans une section mouillée d'écoulement S [m^2] d'une rivière peut être défini à partir de la vitesse moyenne V [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] perpendiculaire à cette section par la relation :

$$Q = V * S \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{II.9})$$

Le problème rencontré ici est que l'on ne sait pas, dans la grande majorité des cas, mesurer directement la vitesse moyenne. On sait par contre mesurer une vitesse locale grâce à des appareils comme le moulinet ou le courantomètre (Fig II.5, 6).

On sépare donc la section mouillée en sections élémentaires dans lesquelles on mesure une vitesse locale V_i .

On fait ensuite l'hypothèse que la vitesse moyenne sur cette section élémentaire est égale à la vitesse locale. De ce fait on est en mesure d'estimer le débit élémentaire Q_i sur chaque section S_i élémentaire : $Q_i = S_i * V_i$

Le débit total étant $Q = \sum Q_i$

Voici pour finir, une explication plus mathématique. Le calcul de la vitesse moyenne de l'écoulement sur l'ensemble de la section " S " de longueur " L " se fait par intégration des vitesses " v " définies en chacun des points de la section de profondeur " p " (variant pour chaque verticale de 0 à une profondeur maximale " P ") et d'abscisse " x " (variant pour chaque verticale de 0 à " L ") :

$$Q = \int_S V dS = \int_0^L \int_0^P v(x, p) dx dp \quad (\text{II.10})$$

Méthode :

Choix des verticales : Les verticales extrêmes doivent être placées le plus près possible des bords de la section. Un principe est ensuite à appliquer : plus les variations de profondeur et de vitesse sont importantes plus les verticales doivent être rapprochées. La norme NF EN ISO 748 (2002) détail le nombre de verticales à choisir par jaugeage.

Nombre de points de mesure par verticale : Là aussi aucune règle n'existe mais il convient d'éviter les verticales avec un seul point de mesure, sauf lorsqu'il est impossible de faire autrement. Il est nécessaire de se rapprocher au maximum des limites (surface et fond) afin de minimiser l'effet de surface et de paroi.

Tableau II.1 : Choix du nombre de points de mesure par verticales. (GORDON et al, 1992)

Nombre de points par verticale	Profondeur de la mesure (depuis le fond) (D = profond.)	Cas	Equation de la vitesse moyenne sur la verticale (v : vitesse ponctuelle)
1	0,4D	Quand D est petit (<0,5 m)	$V = v_{0,4}$
2	0,2D et 0,8D	A privilégier dès que $D > 0,5$ m	$V = 0,5(v_{0,2} + v_{0,8})$
3	0,2D ; 0,4D et 0,8D	Quand la profondeur est suffisante et le courant irrégulier	$V = 0,25(v_{0,2} + v_{0,8} + 2v_{0,4})$
1	Juste sous la surface	Courant rapide ou de forte profondeur	$V = k v$ (surface) k dépend de la rugosité 0,85 couramment
Plus de 3	Série de profondeur dont 0,2D ; 0,4D et 0,8D	Pour les grandes précisions ou lorsque le profil des vitesses a un intérêt	V est déterminée en intégrant l'aire du profil des vitesses

L'énorme avantage de la méthode du moulinet est d'être une technique éprouvée quel que soit son mode opératoire. Le moulinet reste l'appareil le plus utilisé pour la mesure des débits en rivière par exploration du champ des vitesses. Cependant cette méthode nécessite un matériel lourd ainsi qu'un personnel nombreux (minimum deux) et qualifié.

II.5.3.2 Le jaugeage au flotteur

Principe : Il s'agit dans cette méthode de mesurer uniquement des vitesses de surface ou plus exactement, les vitesses dans la tranche superficielle de l'écoulement. Le déplacement horizontal d'un flotteur de surface durant un temps t permet de déterminer la vitesse de l'écoulement de surface.

Méthode : Le choix et la mesure de la base (portion de rivière) doivent être faits avec soin. La base doit permettre un temps de parcours des flotteurs de l'ordre de 30 à 50

secondes et se situer dans un bief rectiligne et uniforme du cours d'eau, suffisamment éloigné de singularités telles que courbes ou pont pour que l'écoulement ne soit pas trop perturbé.

On divise la longueur de la base par le temps de parcours pour obtenir la vitesse moyenne du flotteur. En général, la vitesse moyenne dans la section est de l'ordre de 0,8 fois la vitesse de surface (ANDRE, 1976).

Cette méthode donne de bonnes approximations du débit, parfois suffisantes pour les études envisagées. Les mesures au flotteur ne doivent néanmoins être faites que lorsque l'usage du moulinet est impossible, risqué ou trop long à réaliser.

II.5.3.3 Le jaugeage par dilution dits jaugeage « chimique »

Le principe général consiste à injecter dans la rivière une solution concentrée d'un traceur (sel, colorant,...) et à rechercher dans quelle proportion cette solution a été diluée par la rivière. Cette dilution est une fonction du débit et dans certaines conditions il est possible d'obtenir une relation linéaire entre le débit Q [l.s^{-1}] de la rivière et le rapport C_1/C_2 de la concentration C_1 [g.l^{-1}] de la solution injectée à la concentration C_2 [g.l^{-1}] d'échantillons prélevés à l'aval du point d'injection dans la rivière :

$$Q = k \times \left(\frac{C_1}{C_2} \right) \quad (\text{II.11})$$

K étant un coefficient caractéristique du procédé et du matériel utilisé.

Ce type de jaugeage est à privilégier dans le cas d'écoulements turbulents car le bon mélange du traceur nécessite de la turbulence.

II.5.3.3.1 La méthode chimique par injection instantanée (Splash)

Principe : Le procédé par intégration consiste à injecter dans la rivière de façon quelconque (mais rapide) un volume V d'une solution de concentration C_1 . On observe à l'aval le passage du traceur : concentration et temps de passage. On en déduit le volume d'eau écoulé pendant l'expérience, c'est à dire le débit.

Méthode : Elle consiste à injecter en un point du cours d'eau un volume V de traceur en solution concentrée C_1 . Au terme d'un parcours suffisamment long pour que le mélange avec l'eau de la rivière soit bon, des échantillons sont prélevés, et cela pendant toute la durée T de passage du traceur.

Les prélèvements sont effectués en plusieurs points de la section d'échantillonnage de façon à fournir une valeur moyenne de la concentration C_2 qui évolue en fonction du temps et du point de prélèvement. L'intégration au cours du temps des différentes valeurs de concentration $C_2(t)$ donne une valeur moyenne C_2 .

Dans l'hypothèse de la conservation de la masse du traceur, on peut exprimer le débit comme suit :

$$Q = \frac{M}{T} = \frac{V \times C_1}{T \times C_2} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

Q : débit du cours d'eau [l.s^{-1} ou $\text{m}^3.\text{s}^{-1}$] ;

M : masse de traceur injecté [g] ; $M = V \cdot C_1$;

V : volume de la solution lâchée dans le cours d'eau [l ou m^3] ;

C_1 : concentration de la solution lâchée dans le cours d'eau [g.l^{-1}] ;

C_2 : concentration moyenne du traceur dans les échantillons, obtenue par intégration [g.l^{-1}] ;

$C_2(t)$: concentration de l'échantillon prélevé au temps t [g.l^{-1}] ;

T : durée du prélèvement [s].

II.5.3.2 Méthode chimique par injection à débit constant

Principe : On injecte dans la rivière un débit constant connu q d'une solution de concentration C_1 , pendant un temps suffisamment long pour obtenir dans toute la section S de prélèvement située suffisamment loin à l'aval, une concentration homogène C_2 pendant un certain intervalle de temps.

Matériel : Identique à la méthode par intégration avec en plus l'emploi d'un dispositif adapté d'injection à débit constant.



Figure II.15: Dispositif d'injection à débit constant : le vase de Mariotte.

Explication et démonstration :

Le dispositif d'injection à débit constant qui s'apparente à un vase de Mariotte s'appuie sur l'expérience de Torricelli.

Ce dispositif permet d'observer que le débit est constant au cours de l'écoulement car la portée du jet qui sort du réservoir est constante.

Le bouchon du réservoir à section constante est traversé par un long tube qui permet de faire communiquer le point A du liquide avec l'atmosphère. L'eau sort en B par un tuyau souple situé à la base du réservoir. Sur le plan horizontal qui passe par A règne la pression atmosphérique.

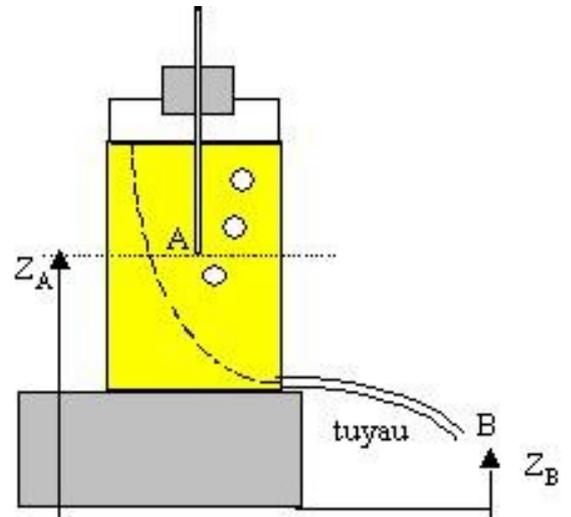


Figure II.16: Dispositif du vase de Mariotte.
(Mussy, 2002)

Appliquons le théorème de Bernoulli entre les points A et B :

$$\frac{1}{2}\rho U_A^2 + P_A + \rho g z_A = \frac{1}{2}\rho U_B^2 + P_B + \rho g z_B . \quad (\text{II.13})$$

$$\frac{1}{2}\rho U_A^2 < \frac{1}{2}\rho U_B^2 . \text{ et } P_A = P_B , \text{ la vitesse}$$

$$U_B = \sqrt{2g(z_A - z_B)} . \quad (\text{II.14})$$

Dans ce montage ($z_A - z_B$) est constant, par conséquent U_B est constante.

U_B étant constant et la section de sortie S également, on peut écrire :

$$Q = U_B * S = \text{Cst} \quad (\text{II.15})$$

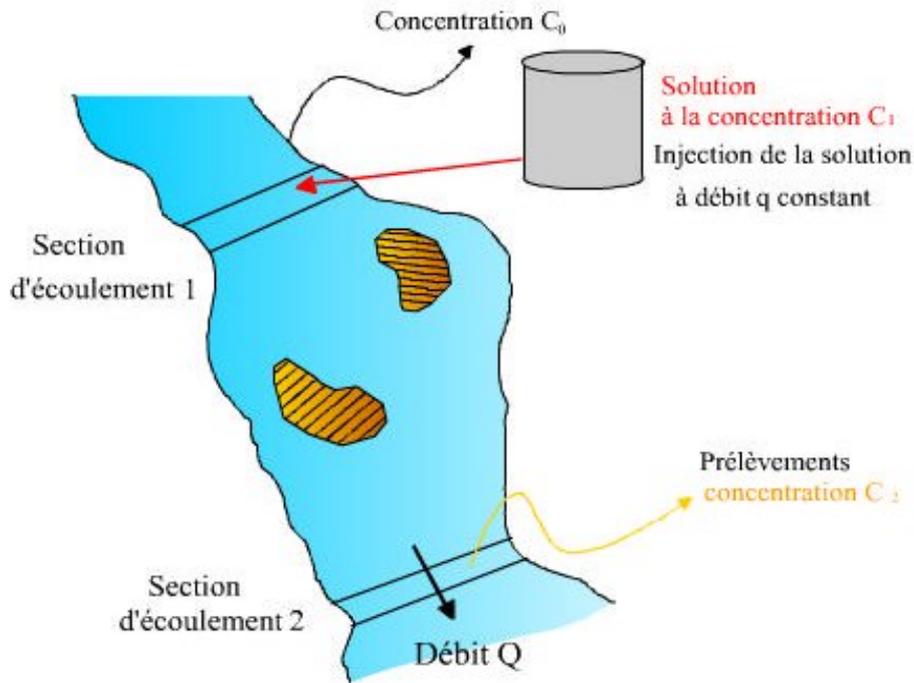


Figure II.17: Dispositif de mesure à débit constant. (MUSSEY, 2002)

Méthode : Elle consiste à injecter dans le cours d'eau un débit constant connu q d'une solution de traceur, à la concentration C_1 (solution mère), pendant un temps déterminé. La durée de l'injection doit être telle que la concentration C_2 du traceur à la section de prélèvement reste constante pendant un certain laps de temps, appelé « palier ». La méthode se base sur les hypothèses suivantes :

Le débit Q du cours d'eau est constant pendant la mesure (régime permanent),

Le débit q du traceur à la section de prélèvement est égal à celui de l'injection (pas de pertes), et négligeable devant Q . Le mélange est homogène dans la section de prélèvement.

Alors, et dans l'hypothèse de la conservation de la masse de traceur, on peut écrire :

$$Q = q \times \left(\frac{C_1}{C_2} \right) \quad (\text{II.13})$$

II.5.3 Méthode d'extrapolation de la courbe de tarage

Il est très difficile d'estimer les débits de crue et d'étiage. On a donc une série de couples hauteur-débit limitée dans une gamme où le jaugeage est possible. La courbe de tarage provenant de ces données peut être séparée en deux parties :

- la partie mesurée, qui est soumise aux incertitudes détaillées plus haut ;
- la partie extrapolée, qui est en plus soumise à l'incertitude de l'extrapolation, permettant d'estimer des débits pour des gammes supérieure et inférieure à la gamme jaugeée (Fig. II.18)

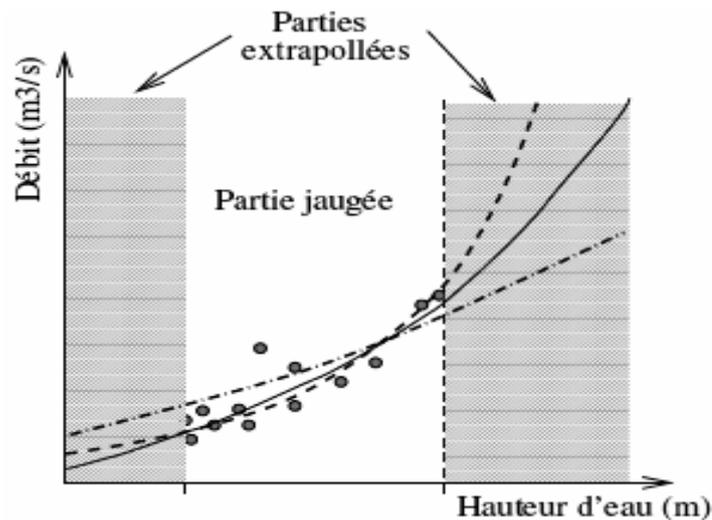


Figure II.18 : Exemple d'extrapolation de la courbe de tarage.

Les mesures ne couvrent qu'une faible gamme de débit. Aux faibles débits, mais surtout aux forts débits, les différentes courbes de tarages donnent des débits très différents pour la même hauteur d'eau.

Cette méthode fera l'objet de notre étude et elle sera mieux détaillée dans le chapitre qui suit.

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a vu les méthodes utilisées pour mesurer le débit dans un cours d'eau à l'aide des plusieurs appareillages.

Cependant, les mesures en période de crue sont impossibles pour au moins deux raisons :

- Les fortes vitesses et les débris flottant mettent en danger les opérateurs ou l'équipement en contact avec l'eau ;
- En périodes des crues, le débit et la hauteur d'eau de la rivière peuvent varier rapidement.

En Algérie, le débit de crue est estimé par la méthode d'extrapolation de la courbe de tarage, son principe repose sur l'hypothèse qu'il existe, à une section donnée, une relation connue et univoque, appelée courbe de tarage, entre la hauteur d'eau et le débit. Une simple mesure de la hauteur permet donc, grâce à la courbe de tarage, l'estimation du débit.

III.1 INTRODUCTION

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

$$Q = a(H \pm h_0)^b \quad (\text{III.1})$$

Q: Débit (m^3/s),

H : Hauteur (cm),

H_0 : Hauteur mesurée au débit nul (cm),

a,b : Constantes.

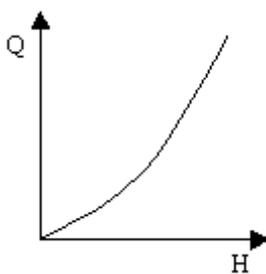
III.2 Types de courbe de tarage

On distingue trois grandes catégories de tarages (Fig. III.1) :

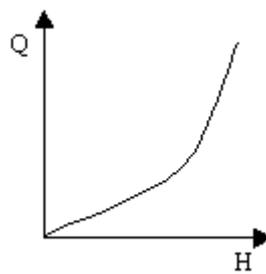
- Les tarages univoques des stations à géométrie stable et à contrôle hydraulique permanent.
- Les tarages non-univoques des stations situées dans des biefs à géométrie plus ou moins rapidement variable.
- Les tarages non-univoques des stations situées dans des biefs à régime hydraulique non permanent.

L'analyse de la répartition des points sur le graphique de tarage permet d'associer la relation étudiée à l'un de ces schémas théoriques.

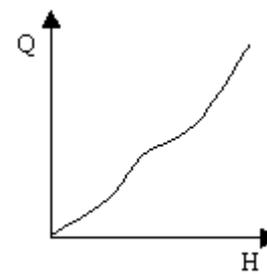
A - Tarage univoques



Demi singularité



Avec cassure



Double contrôle

III.3.1 Présentation de la zone d'étude

Les trois Oueds (Boukdir, Chiffa, et Aissi) se trouvent dans le bassin hydrographique Côtier Algérois.

Le bassin Côtier Algérois couvre une grande partie du littoral Algérien, et s'étend sur une superficie de 12000 km². Géographiquement, il s'inscrit entre les latitudes 36° 1' et 36° 58' Nord et entre les longitudes 5° 6' et 0° 7' Ouest.

Le bassin Côtier Algérois est caractérisé par un climat méditerranéen avec une moyenne de précipitation de 800 mm par an (Zeroual 2009).

III.3.1.1 Oued Boukdir

Les débits sont mesurés au niveau de la station de Mesdour (X=489.55, Y=350.68 km) à l'Ouest d'Alger da la wilaya de Tipaza (Sidi Amer) (Fig. III.2)

Les caractéristiques hydromorphométriques du sous bassin sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.1 : Caractéristiques du sous bassin drainé par l'Oued Boukdir.

Altitude max	Altitude min	Altitude moy	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Densité de drainage (km/km ²)	Long du talweg principal (Km)	Long du rectangle équivalent (Km)	Indice de compacité	Indice de pente de roche
2305	20	590	215	65	3,1	34	23,5	20	5,90

III.3.1.2 Oued Chiffa

Les débits de cet Oued sont mesurés à la station : Amont des gorges (X=506.15, Y=342.3 km) au Sud Ouest d'Alger dans la wilaya de Blida. (Fig. III.2)

Les caractéristiques hydromorphométriques du sous bassin sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.2 : Caractéristiques du sous bassin drainé par l'Oued Chiffa.

Altitude max	Altitude min	Altitude moy	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Densité de drainage (km/km ²)	Long du talweg principal (Km)	Long du rectangle équivalent (Km)	Indice de compacité	Indice de pente de roche
1629	290	833	314	73	3,3	35	23,5	1,17	0,20

III.3.1.3 Oued Aissi

Les débits de ce cours d'eau sont mesurés à partir de la station de RN 30 (X =626, Y=379 km) au Sud Ouest d'Alger dans la wilaya de Tizi Ouzou. (Fig.III.2)

Les caractéristiques hydromorphométriques du sous bassin sont représenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.3 : Caractéristique du sous bassin drainé par l'Oued Aissi.

Altitude max	Altitude min	Altitude moy	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Densité de drainage (km/km ²)	Long du talweg principal (Km)	Long du rectangle équivalent (Km)	Indice de compacité	Indice de pente de roche
2300	655	100	448	100	0.65	39	30,5	1,32	0,28

III.3.2 Caractéristiques des écoulements

Les caractéristiques des écoulements des trois stations sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Caractéristiques de l'écoulement dans les stations étudiées.

Station hydrométrique	Code	N	Q (m ³ s ⁻¹)		H (cm)	
			Min	Max	Min	Max
Mesdour	020331	411	0,503	53,090	20	196
Amont des gorges	021126	521	1,180	99,720	24	212
RN 30	021715	295	0,140	40,695	10	205

Q : Débit (m³s⁻¹) (jaugé et instantané),

H : La hauteur d'eau (cm),

N : Le nombre de mesures disponibles pour les trois stations de jaugeages.

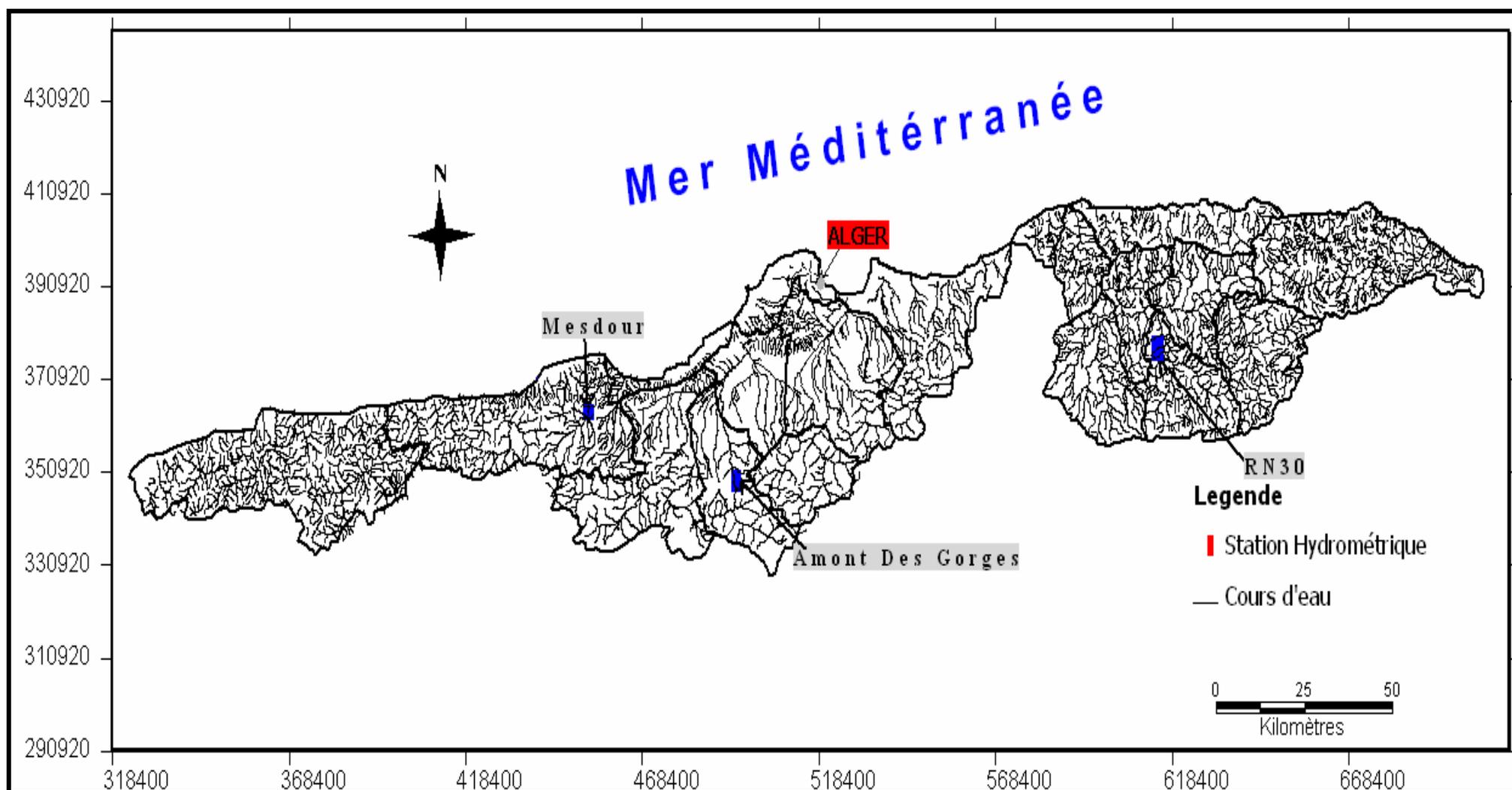


Figure III.2: Carte de Situation des Stations Hydrométriques dans le bassin versant du Côtier Algérois.

III.4 MODELISATION DES COURBES DE TARAGE

La détermination des constantes (a) et (b) de la courbe de tarage se fait par la résolution de l'équation (III.1) en utilisant la méthode des moindres carrés. La méthode consiste à choisir trois points (Q, H, h_0), sachant que Q et H sont les couples de données et h_0 est une constante qu'on fait varier jusqu'à avoir un meilleur coefficient de détermination R^2 .

L'étude porte sur les valeurs instantanées et jaugées (banque de données construite) des débits liquides et des hauteurs mesurées au niveau de 3 Oueds aux 3 stations hydrométriques.

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

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Valeurs de R^2 et h_0 calculées.

		Type de modèle			
		Puissance	Exponentiel	Polynomiale	h_0 (m)
Mesdour	020331	0,94	0,664	0,934	+0.2
Amont des gorges	021126	0,92	0,495	0,90	-0,05
RN 30	021715	0,96	0,89	0,95	+0,05

Les valeurs de R^2 trouvées montrent que le modèle puissance est le plus performant et le plus adéquat pour l'extrapolation, donc, nous adoptons pour les 3 Oueds aux 3 stations étudiées, la relation en puissance (Fig. III.3, 4 et 5).

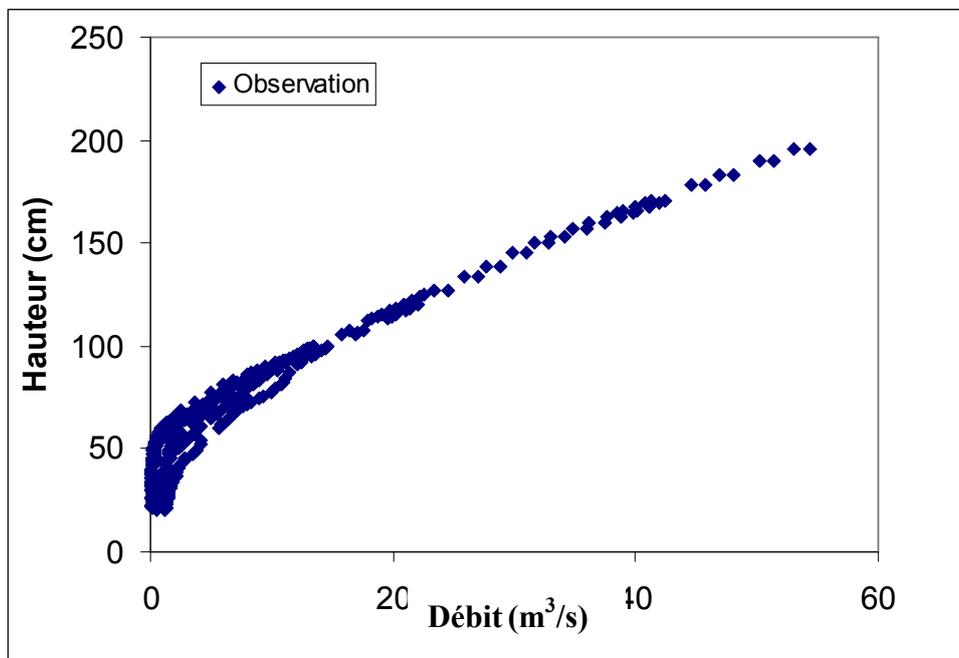


Figure III.3 : Relation Hauteur-Débit dans la station de Mesdour.

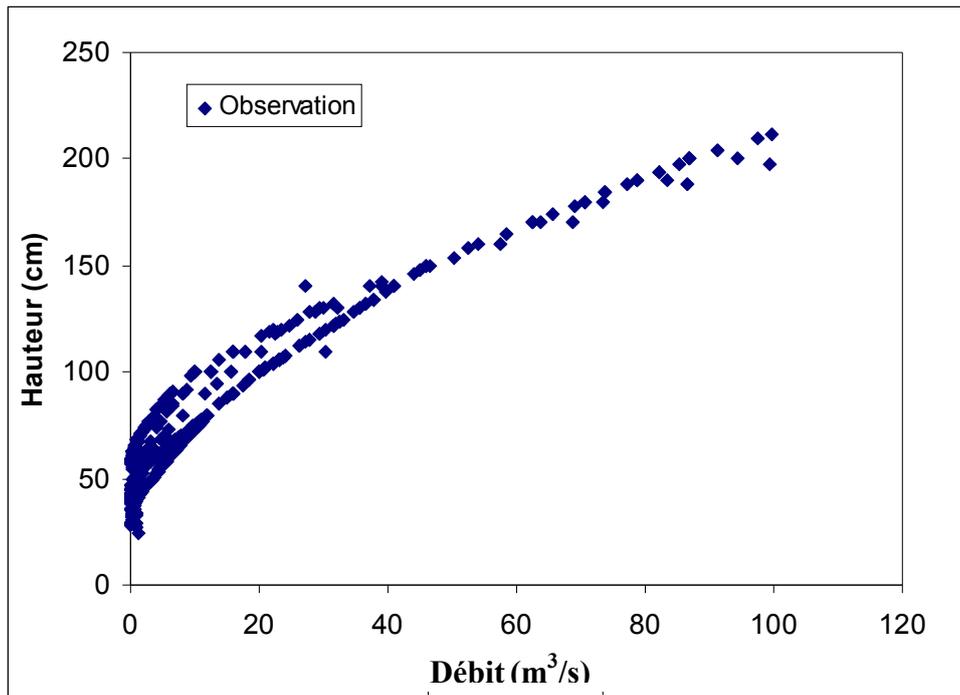


Figure III.4 : Relation Hauteur-Débit dans la station d'Amont Des Gorges.

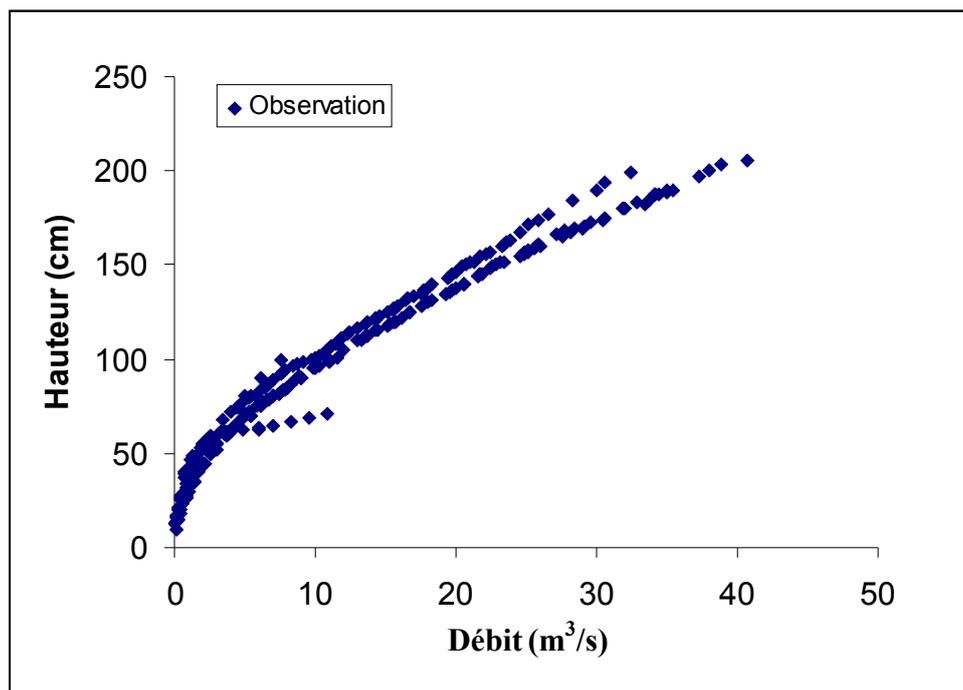


Figure III.5 : Relation Hauteur-Débit dans la station de RN 30.

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

$$Q = a(H)^b \quad (\text{III.2})$$

Les paramètres a et b pour la totalité des données sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Valeurs des paramètres a et b.

Station	Code de la station hydrométrique	b (intégrale)	a (intégrale)
Mesdour	020331	2,747	4,33
Amont des gorges	021126	2,47	2,27
RN 30	021715	2,126	1,3

III.4.1 Résultats et interprétation

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

L'existence de plusieurs branches dans le modèle puissance, pose un problème de choix de ces derniers qui expriment mieux cette relation existante entre le débit et la hauteur. Donc si on les utilise pour l'extrapolation de la courbe de tarage les résultats seront différents, ces derniers qui feront l'objet d'un projet d'aménagement (installation des barrages, des canaux à surface libre ...), donc on aura un surdimensionnement si les valeurs de débit sont élevées ce qui causera une perte économique concernant le coût de ces aménagements ; ou un sous dimensionnement si les valeurs sont faibles ce qui causera pendant les périodes des crues, des risques d'inondations où il y'aura des dégâts plus catastrophiques.

Par exemple, dans la station d'Amont des gorges, il existe deux branches, pour chaque branche on peut donner un modèle puissance (Fig.III.6), avec un coefficient de détermination R^2 plus important que celle de l'ensemble de données.

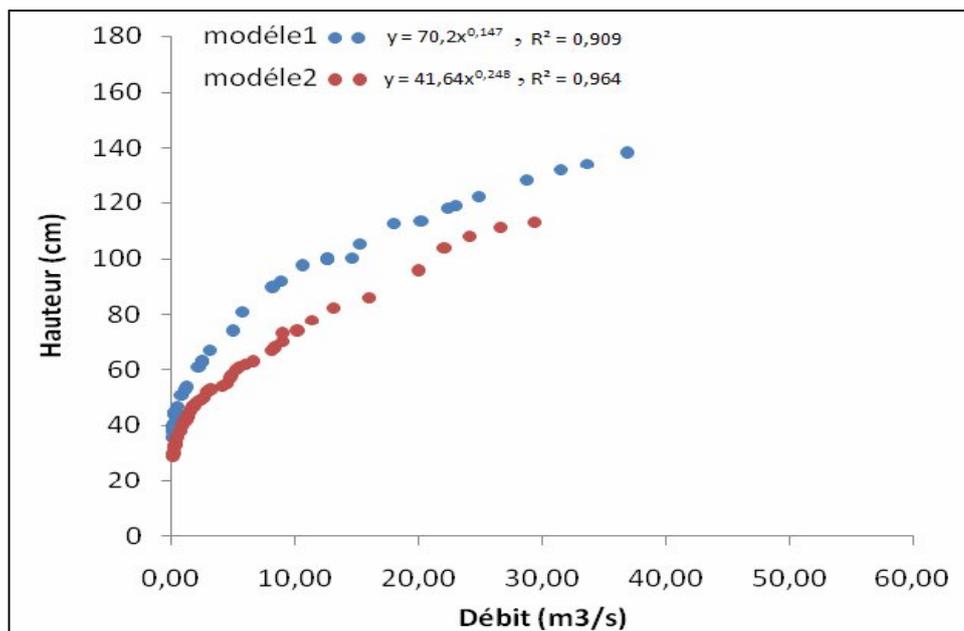
**Figure III.6** : Quelques branches retenus de type puissance pour la station d'Amont des gorge.

Tableau III7 : Valeurs des paramètres R^2 , a et b (Amont des gorges).

	R^2	a	b
Totalité des données	0,920	2,470	2,270
Branche 1	0,909	70,200	0,147
Branche 2	0,994	41,64	0,248

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a élaboré des modèles d'estimation de débits en utilisant l'approche statistique.

L'existence de plusieurs branches, nous a poussée à rechercher d'autres approches qui peuvent exprimer mieux la relation qui existe entre la hauteur d'eau et le débit et faire face.

Dans les chapitres suivants, l'approche de l'intelligence artificiel (RNA) est mise à l'épreuve à l'aide de l'interface graphique d'utilisateur (Graphical User Interface).

IV.1 PRESENTATION DE LA METHODE NEURONALE

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

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

En hydrologie de surface, les réseaux de neurones sont utilisés pour la prévision de la qualité de l'eau, la prévision de la demande en eau, la prévision du débit et pour la prévision des précipitations (French et al, 1992). En outre, les réseaux de neurones sont utilisés pour modéliser les infiltrations dans les digues des barrages (Sudheer et al, 2002).

IV.2 Historique

Les réseaux de neurones ont été étudiés depuis les années 40 [Mc Culloch-Pitts, 1943]. Les idées de base de cette technique viennent de la recherche cognitive, d'où vient le nom "réseau de neurones". La technique inspirait beaucoup de chercheurs à cette époque, mais beaucoup de l'intérêt disparaît après un article de Minsky et Papert [Minsky & Papert, 1969], qui montrait l'impossibilité de faire par exemple le OU exclusif avec les réseaux de neurones existants.

La recherche était finalement relancée au début des années 80 après un quasi-oubli d'une vingtaine d'années. La cause de l'intérêt soudain était l'apparition de nouvelles architectures de réseaux de neurones. Entre autres la possibilité de construire des réseaux en plusieurs couches était importante, car elle permettait notamment de résoudre le problème du OU exclusif.

IV.3 LE NEURONE ARTIFICIEL

L'élément de base d'un réseau de neurones est, bien entendu, le neurone artificiel. Un neurone contient deux éléments principaux:

- Un ensemble de poids associés aux connexions du neurone,
- Une fonction d'activation (Fig. IV.1).

Les valeurs d'entrée sont multipliées par leur poids correspondant et additionnées pour obtenir la somme S.

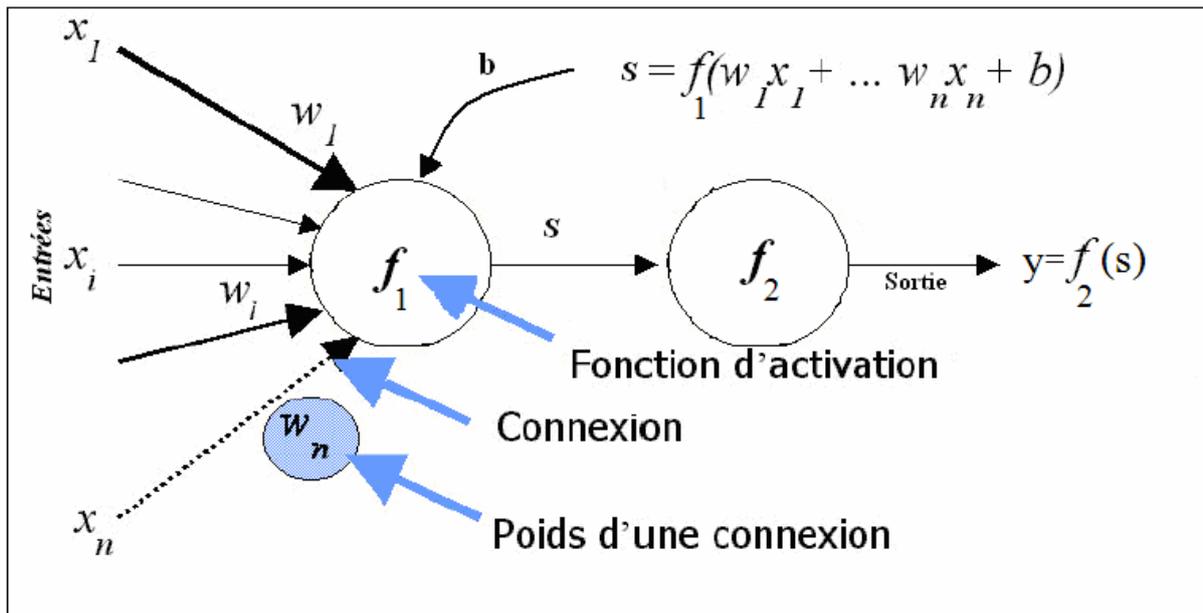


Figure IV.1 : Schémas d'un neurone artificiel.

Cette somme devient l'argument de la fonction d'activation, qui est le plus souvent d'une des formes présentées ci-dessous. Une fonction d'activation importante est la simple multiplication avec un, c'est à dire que la sortie est simplement une somme pondérée.

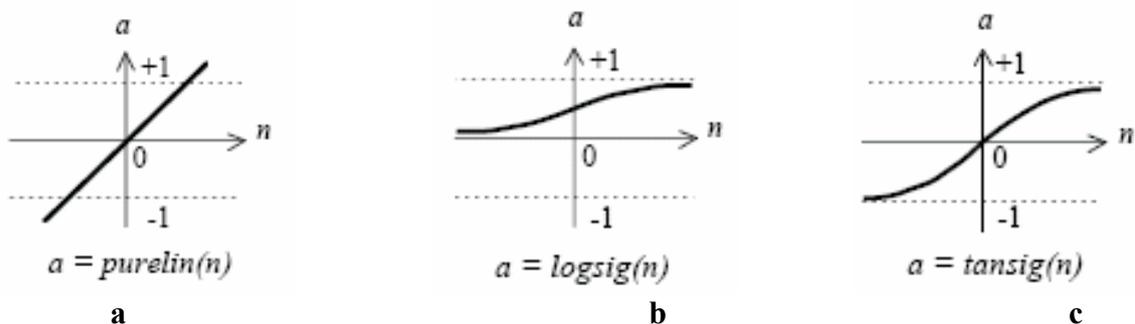


Figure IV.2 : Les différents types de fonction d'activation:
 a) Linéaire, b) Sigmoidale exponentielle, c) Sigmoidale tangentielle.

- **La fonction identité (linéaire):** $f(x) = x$
 Les neurones dont la fonction d'activation est la fonction linéaire sont appelés neurones linéaires.

- **La fonction sigmoïde:** $f(x) = \frac{\exp(x) - 1}{\exp(x) + 1} = \tanh(x/2)$

C'est la plus utilisée car elle introduit la non linéarité, mais c'est aussi une fonction continue, différentiable et bornée. La fonction sigmoïde a des asymptotes horizontales en $-\infty$ et $+\infty$. La fonction d'activation peut également être une gaussienne, un échelon, etc.

L'utilisation des fonctions d'activation non linéaires permet l'obtention de modèles statistiques non linéaires. Les réseaux multicouches qui utilisent comme fonction d'activation les sigmoïdes, sont appelés réseaux multicouches quasi linéaires.

IV.4 Les différents types de réseaux de neurones

Plusieurs types de réseaux de neurones ont été développés dans des domaines d'application souvent très variés. Notamment trois types de réseaux sont bien connus:

- 1-le réseau de Hopfield (et sa version incluant l'apprentissage, la machine de Boltzmann),
- 2-les cartes auto-organisatrices de Kohonen ,
- 3-les réseaux multicouches de type rétro propagation.

Dans ce qui suit, nous allons expliciter le réseau multicouche de type rétro propagation (le plus puissant des réseaux de neurones) car ce dernier est utilisé pour la prévision de la courbe de tarage.

IV.4.1 Le réseau de rétro propagation

Un réseau de type rétro propagation se compose d'une couche d'entrée, une couche de sortie et zéro ou plusieurs couches cachées [Rumelhart et al, 1986]. Les connections sont permises seulement d'une couche inférieure (plus proche de la couche d'entrée) vers une couche supérieure (plus proche de la couche de sortie). Il est aussi interdit d'avoir des connections entre des neurones de la même couche.

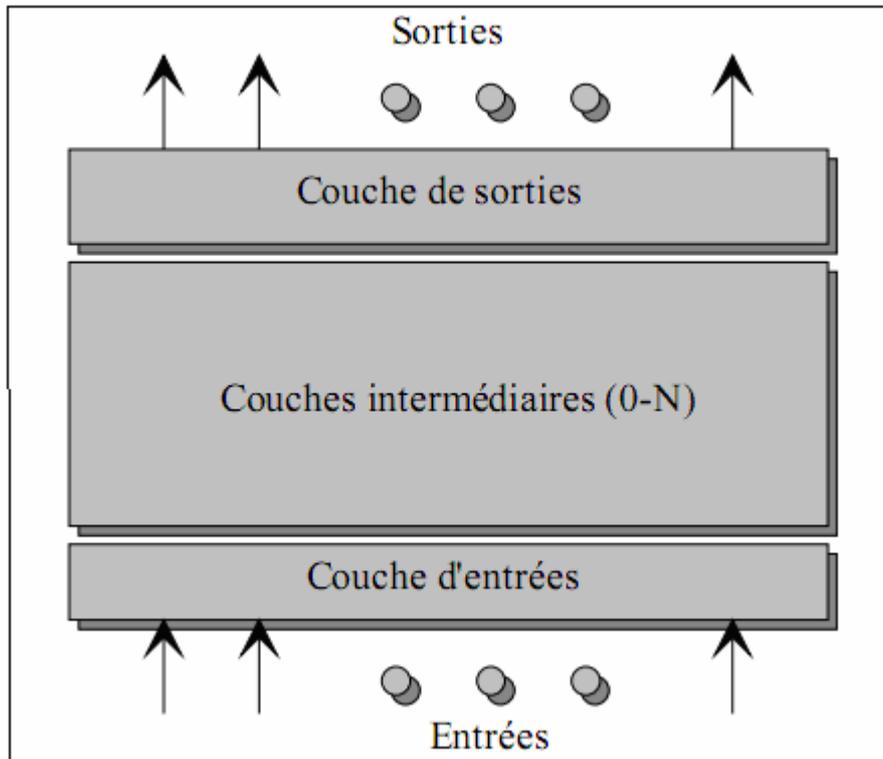


Figure IV.3 : Réseau de rétro propagation.

La couche d'entrée sert à distribuer les valeurs d'entrée aux neurones des couches supérieures, éventuellement multipliées ou modifiées d'une façon ou d'une autre. On peut classer les **réseaux de rétro propagation** en deux grandes catégories:

IV.4.1.1 Les Perceptrons

IV.4.1.1.1 Le perceptron monocouche

C'est historiquement le premier RNA, c'est le Perceptron de Rosenblatt. C'est un réseau simple, puisque il ne se compose que d'une couche d'entrée et d'une couche de sortie. Il est calqué, à la base, sur le système visuel et de ce fait a été conçu dans un but premier de reconnaissance des formes. Cependant, il peut aussi être utilisé pour faire de la classification et pour résoudre des opérations logiques simples (telle "ET" ou "OU"). Sa principale limite est qu'il ne peut résoudre que des problèmes linéairement séparables. Il suit généralement un apprentissage supervisé selon la règle de correction de l'erreur (ou selon la règle de Hebb).

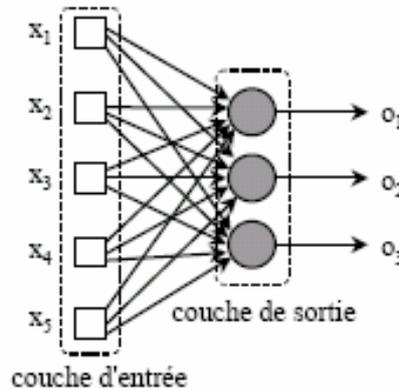


Figure IV.4 : Réseaux à une couche.

IV.4.1.1.2 Le perceptron multicouche

C'est une extension du précédent, avec une ou plusieurs couches cachées entre l'entrée et la sortie. Chaque neurone dans une couche est connecté à tous les neurones de la couche précédente et de la couche suivante (excepté pour les couches d'entrée et de sortie) et il n'y a pas de connexions entre les cellules d'une même couche. Les fonctions d'activation utilisées dans ce type de réseaux sont principalement les fonctions à seuil ou sigmoïdes. Il peut résoudre des problèmes non-linéairement séparables et des problèmes logiques plus compliqués, et notamment le fameux problème du XOR. Il suit aussi un apprentissage supervisé selon la règle de correction de l'erreur.

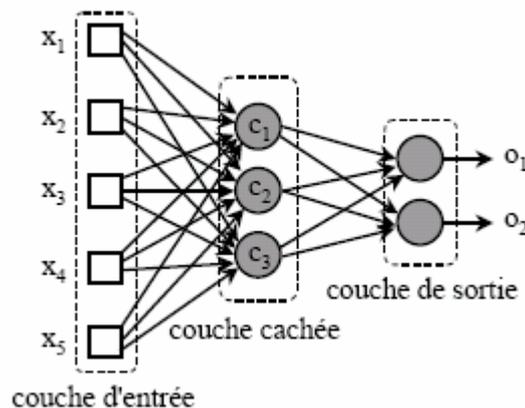


Figure IV.5 : Réseaux "FeedForward" multicouches.

IV.4.1.2 Les réseaux à fonction radiale

Ce sont les réseaux que l'on nomme aussi RBF ("Radial Basic Functions"). L'architecture est la même que pour les PMC cependant, les fonctions de base utilisées ici sont des fonctions Gaussiennes. Les RBF seront donc employés dans les mêmes types de problèmes que les PMC à savoir, en classification et en approximation de fonctions, particulièrement. L'apprentissage le plus utilisé pour les RBF est le mode hybride et les règles sont soit, la règle de correction de l'erreur soit, la règle d'apprentissage par compétition.

IV.4.2 GRNN (general regression neural networks)

Ces réseaux se basent sur des fonctions de base radiales. Développés à l'origine pour des applications statistiques et connus sous le nom de Nadaraya-Watson kernel régression, le réseau GRNN a été redécouvert en 1991 par Donald Specht. La fonction gaussienne est un exemple typique de fonction radiale. Les GRNN se basent sur l'estimation d'une fonction de densité de probabilité.

L'architecture de ce type de réseau est illustrée sur la figure V.6 :

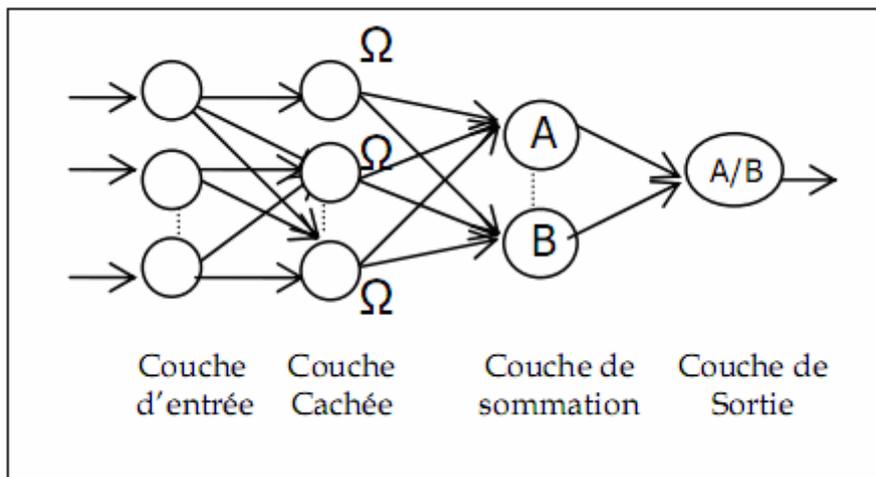


Figure IV.6: Architecture d'un GRNN

L'architecture du GRNN est formée de quatre couches : la couche d'entrée, la première couche intermédiaire constituée d'unités radiales, la seconde constituée d'unités de sommation et la couche de sortie. L'avantage principal de ce type de réseau est la rapidité de la phase d'apprentissage obtenue grâce à l'utilisation de la fonction de type kernel. La sortie de cette fonction est une estimation du degré auquel le vecteur d'entrée inconnue correspond à la distribution déterminée. Le seul paramètre ajustable du réseau est la déviation pour la fonction kernel qui permet l'interpolation entre les vecteurs de l'ensemble d'apprentissage.

IV.5 L'APPRENTISSAGE DES RESEAUX DE NEURONES

IV.5.1 Définition

On appelle « apprentissage » des réseaux de neurones la procédure qui consiste à estimer les paramètres des neurones du réseau, afin que celui-ci remplisse au mieux la tâche qui lui est affectée.

Dans le cadre de cette définition, on peut distinguer deux types d'apprentissage: l'apprentissage « supervisé » et l'apprentissage « non supervisé ».

Dans ce qui suit, nous allons expliciter l'apprentissage supervisé car ce dernier est utilisé dans notre travail.

IV.5.2 Apprentissage supervisé

L'apprentissage "supervisé", pour les réseaux de neurones formels, consiste à calculer les coefficients (poids synaptique W) de telle manière que les sorties du réseau de neurones soient, pour les exemples utilisés lors de l'apprentissage, aussi proches que possibles des sorties "désirées", qui peuvent être la classe d'appartenance de la forme que l'on veut classer, la valeur de la fonction que l'on veut approcher ou de la sortie du processus que l'on veut modéliser, ou encore la sortie souhaitée du processus à commander.

La plupart des algorithmes d'apprentissage des réseaux de neurones formels sont des algorithmes d'optimisation: ils cherchent à minimiser, par des méthodes d'optimisation non linéaire, une fonction de coût qui constitue une mesure de l'écart entre les réponses réelles du réseau et ses réponses désirées.

Cette optimisation se fait de manière itérative, en modifiant les poids en fonction du gradient de la fonction de coût: le gradient est estimé par une méthode spécifique aux réseaux de neurones, dite méthode de rétropropagation, puis il est utilisé par l'algorithme d'optimisation proprement dit.

Les poids sont initialisés aléatoirement avant l'apprentissage, puis modifiés itérativement jusqu'à obtention d'un compromis satisfaisant entre la précision de l'approximation sur l'ensemble d'apprentissage et la précision de l'approximation sur un ensemble de test disjoint du précédent. Contrairement à des affirmations maintes fois répétées, l'apprentissage des réseaux de neurones n'est pas spécialement lent: il existe des algorithmes d'optimisation non linéaire extrêmement rapides qui permettent de faire des développements industriels sur de simples PC. L'apprentissage des réseaux de neurones bouclés (pour réaliser des modèles dynamiques) est très semblable à celui des réseaux non bouclés.

IV.5.2.1 Retro-propagation du gradient

Mise en application dans les années 80 (Rumelhart et al. 86) (Le Cun 87), la méthode de rétro-propagation du gradient est la méthode la plus utilisée aujourd'hui dans les algorithmes d'apprentissage des réseaux multicouches.

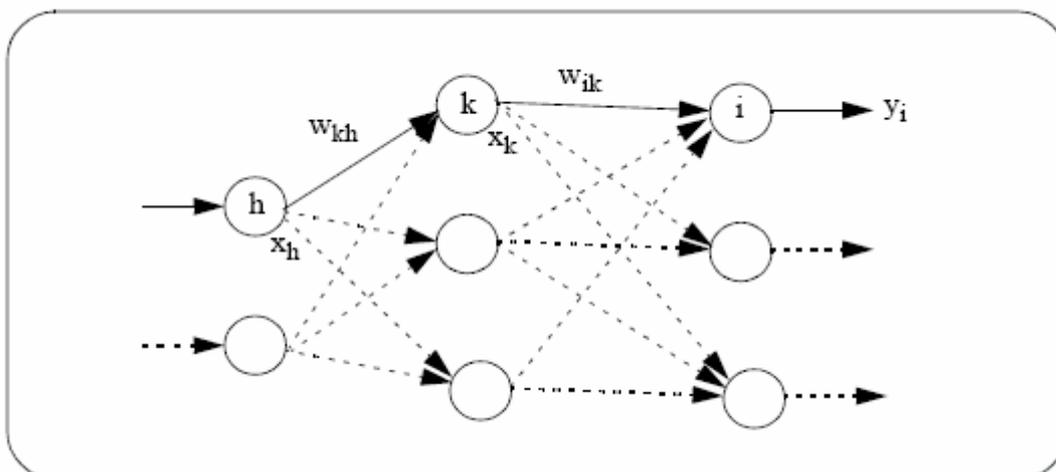


Figure IV.7 : Extrait d'un réseau multicouche

Le principe, détaillé dans (Hérault et Jutten 94), est basé sur la minimisation de l'erreur quadratique E calculée en fonction des n sorties désirées yd_i et des n sorties effectivement données y_i par le réseau :

$$E = \sum_{i=1}^n (y_i - yd_i)^2 \tag{IV.1}$$

Minimiser cette énergie revient alors à modifier les poids des connexions de la manière suivante :

$$\Delta W_{kh}^{(j)} = -a \cdot \delta_k^{(j)} \cdot y_h^{(j-1)} \tag{IV.2}$$

Avec a le gain d'adaptation, $\delta_k^{(j)}$ l'erreur du neurone k de la couche j et $y_h^{(j-1)}$ la sortie du neurone h de la couche $j-1$.

Pour les neurones de la dernière couche :

$$\delta_k^{(j)} = y_k^{(j)} - yd_k \tag{IV.3}$$

Pour les neurones des couches internes :

$$\delta_k^{(j)} = \left[\sum_{i \in \text{couche}(j+1)} \delta_i^{(j+1)} \cdot w_{ik}^{(j+1)} \right] \cdot \sigma'(p_k^{(j)}) \tag{IV.4}$$

Avec:

$$p_k^{(j)} = \sum_i w_{ki} \cdot x_i \tag{IV.5}$$

où x_i correspond à la sortie du neurone i et :

$$\sigma(p_k^{(j)}) = \left(\frac{1}{1 + \exp(-(p_k^{(j)}))} \right) \tag{IV.6}$$

et σ' sa dérivée.

L'algorithme de rétropropagation du gradient est un algorithme itératif, les poids sont modifiés à chaque étape selon la règle suivante:

$$W_{kh}(t) = W_{kh}(t-1) + \Delta W_{kh}(t) \tag{IV.7}$$

Les poids à l'itération t correspondent aux poids à l'itération $t-1$ plus une correction dépendant du signal d'erreur.

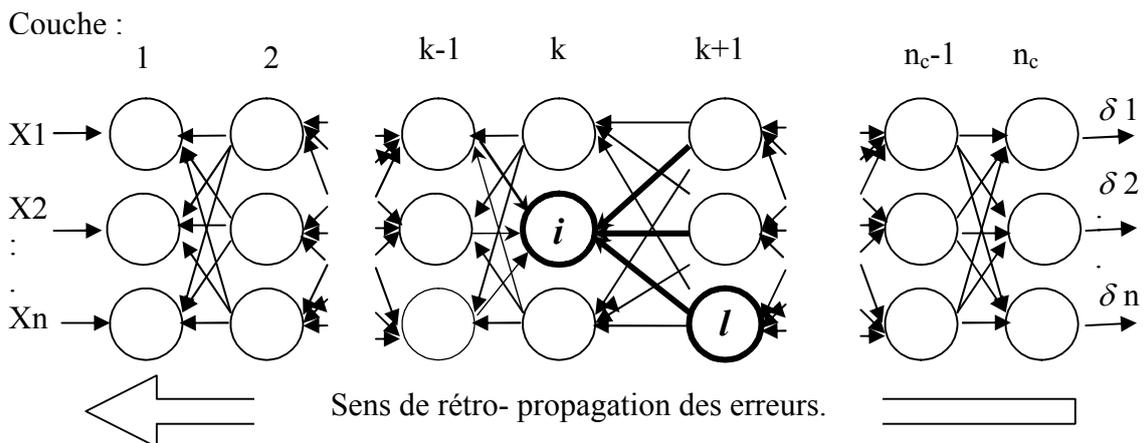


Figure IV.8 : Rétro- propagation des gradients.

La rétro- propagation des gradients se fait “en amont” de la couche de sortie vers la couche d’entrée. Le gradient de la cellule i dans la couche k est fonction des gradients des cellules l des couches supérieures à $k+1$, etc.

IV.5.2.2 Backpropagation avec momentum

D.E.Rumelhart a proposé une solution très efficace pour accélérer la convergence, qui consiste à utiliser les changements précédents des poids pour la réadaptation des poids actuels.

L'équation d'adaptation devient :

$$w_{ij}^1(t+1) = w_{ij}^1(t) + \eta \Delta w_{ij}^1(t) + \alpha \Delta w_{ij}^1(t-1) \quad (\text{IV.8})$$

Le terme ajouté est appelé “momentum” (élan, quantité de mouvement), en analogie avec le système mécanique classique, où un objet en mouvement garde l'élan acquis grâce à la quantité de mouvement qui lui a été communiquée précédemment pour accélérer son mouvement.

Le paramètre α est utilisé pour pondérer l'effet de ce terme. Sa valeur est généralement prise entre 0.8 et 0.9.

IV.6 TEST DES RESEAUX DE NEURONES

Du fait des capacités d'approximation universelle des modèles neuronaux, l'apprentissage peut mener à un sur-ajustement de la fonction, on parle aussi de sur-apprentissage. On observe ce genre de problème lorsque l'on utilise un modèle comportant un grand nombre de paramètres pour modéliser une fonction de trop faible complexité. Pour mettre en évidence ce problème on utilise une base de test, autre échantillonnage de l'espace des données. Lors de l'étape d'estimation des paramètres, le phénomène de sur-apprentissage se traduit par une croissance de l'erreur sur les données de la base de test. Au finale, le réseau sélectionné est alors celui qui minimise l'erreur commise sur la base de test.

IV.7 CONCLUSION

Les réseaux de neurones sont des outils numériques, qui permettent d'ajuster des fonctions très générales à des ensembles de points; l'utilisation de réseaux de neurones nécessite que l'on dispose de données suffisamment nombreuses et représentatives. Cependant, pour un réseau donné, on ne connaît pas le nombre optimum de neurones par couches. De plus, on ne sait pas quel est le nombre de couches du réseau de complexité minimale, en nombre de paramètres (connections).

Un nombre de neurones trop petit induit une modélisation insuffisante, mais un trop grand nombre de neurones entraîne une sur paramétrisation du modèle, qui nuira aux performances en généralisation. La taille du réseau et celle de la base d'apprentissage son liées. D'un point de vue pratique, la principale difficulté est l'optimisation de la phase d'apprentissage. Le choix de l'architecture adéquat se fait par essais successifs. L'utilisation d'une base indépendante de celle d'apprentissage, appelée base de test permet de déterminer le réseau optimal. On détermine les poids du réseau à partir de la base d'apprentissage et on calcule les performances sur la base de test.

Le réseau « optimal » est celui qui minimise l'erreur commise sur la base de test.

Nous présentons dans ce chapitre la modélisation de la relation hauteur- débit à l'aide du modèle de réseaux des neurones artificiel (**RNA**) et le modèle classique de régression linéaire multiple (**RLM**).

VI.1 Application Du Modèle

Pour cette étude, la boîte à outils de réseau neurologique de MATLAB 7.0 est utilisée. Les variables d'entrée du modèle correspondent aux valeurs des hauteurs (H_i) et de débits (Q_i) observées à des instants précédents ($t-1$, $t-2$, $t-3$, ...) où on peut jauger à la station étudiée. La sortie du réseau est représentée par la valeur de débit Q à l'instant ($t+1$) où on ne peut pas faire le jaugeage (pendant les périodes des crues).

Dans ce cas, la structure du modèle de réseau de neurones peut être exprimée comme suit :

$$\{Q_{t+1}\} = \text{ANN} [\dots, H_{t-2}, H_{t-1}, H_t, \dots, Q_{t-1}, Q_t] \quad (\text{VI.1})$$

Il est à noter, que nous standardisons d'abord les vecteurs d'entrée et de sortie, donc les données sont centrées et réduites.

Le modèle neuronal testé s'appuie sur un apprentissage de type supervisé, l'algorithme de backpropagation est celui de Levenberg-Marquardt (LM), qui possède une meilleure robustesse vis-à-vis de l'initialisation aléatoire des paramètres des réseaux, et assure la meilleure convergence vers un minimum de l'erreur quadratique MSE, pour les problèmes d'approximation des fonctions (ou régression) où le nombre des poids du réseau est restreint.

La base des données a été subdivisée en deux ensembles : un pour le calage du modèle (l'apprentissage) et l'autre pour le test.

Dans cette étude le modèle RNA est composé de trois couches: couche d'entrée, couche cachée, et la couche de rendement ou sortie (Fig. VI.1).

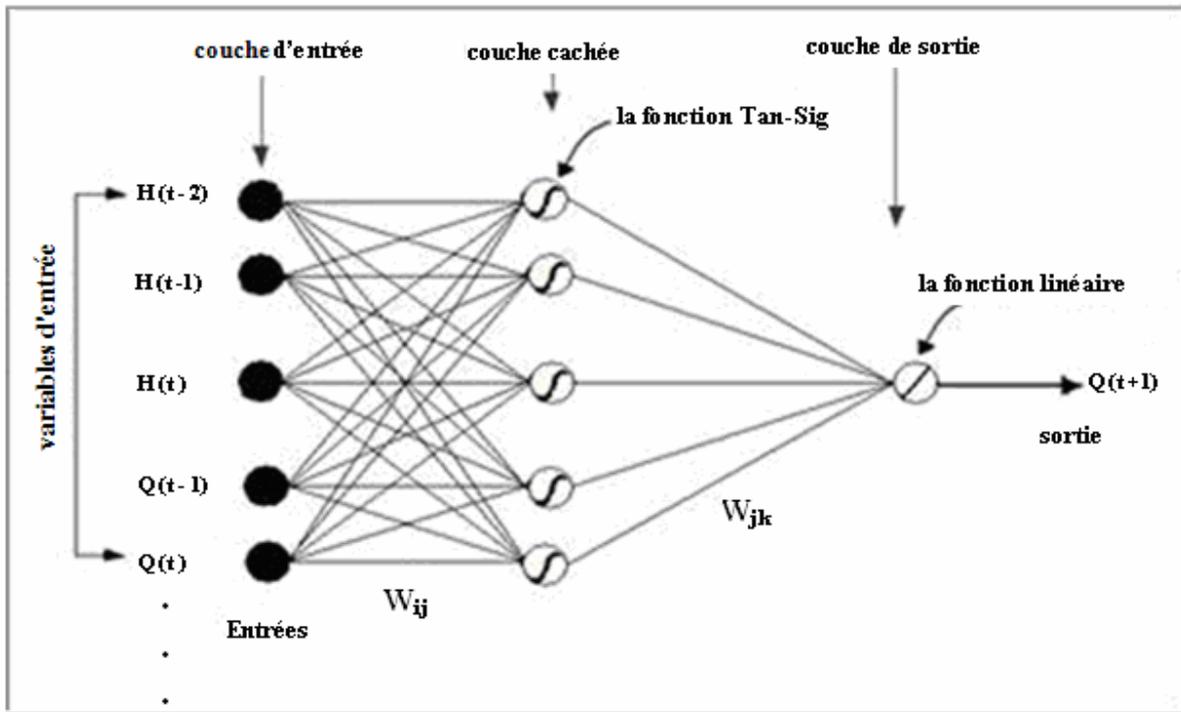


Figure VI.1: Architecture du modèle RNA.

Pour l'élaboration de la structure du réseau, le nombre optimal des neurones dans la couche cachée et les fonctions d'activation (Tangsig, Logsig) ont été trouvés par épreuve.

C'est-à-dire on construit des modèles et on fait varier le nombre de neurones dans la couche caché et les fonctions d'activation.

Le meilleur modèle est celui qui donne le minimum MSE et le maximum R^2 pour les deux phases apprentissage et test.

Les schémas suivant montrent les quatre modèles choisis après plusieurs tests effectués :

Modèle N°1 : $\{Q_{t+1}\} = ANN [H_{t-2}, H_{t-1}, H_t, H_{t+1}]$ (VI.2)

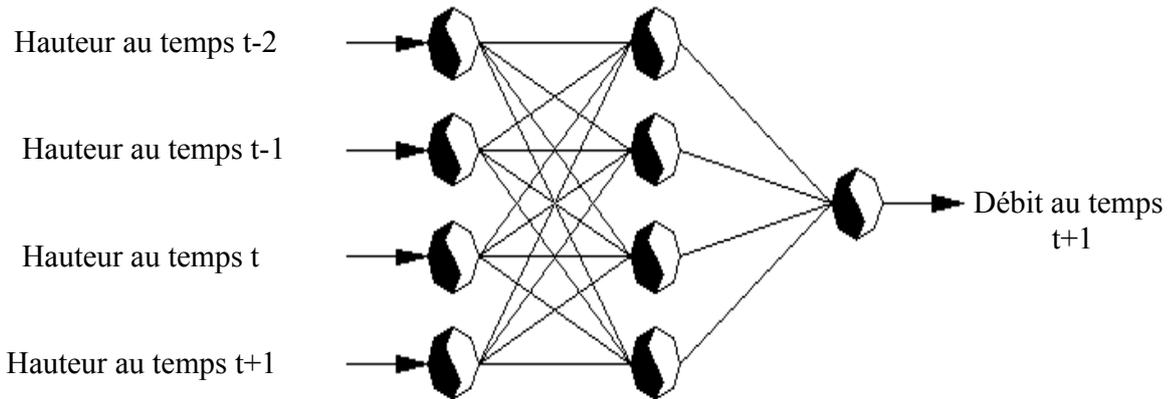


Figure VI.2 : Structure du RNA (modèle N°1).

Modèle N°2 : $\{Q_{t+1}\} = ANN [H_{t-2}, H_{t-1}, H_t, Q_t, H_{t+1}]$ (VI.3)

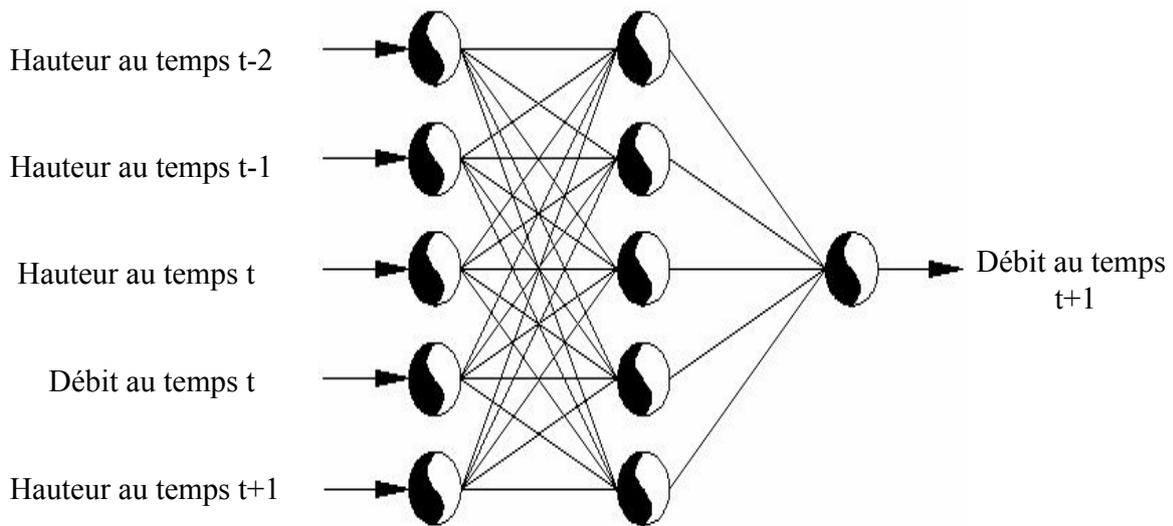


Figure VI.2: Structure du RNA (modèle N°2).

Modèle N°3 : $\{Q_{t+1}\} = ANN [H_{t-3}, H_{t-2}, H_{t-1}, H_t, H_{t+1}]$ (VI.4)

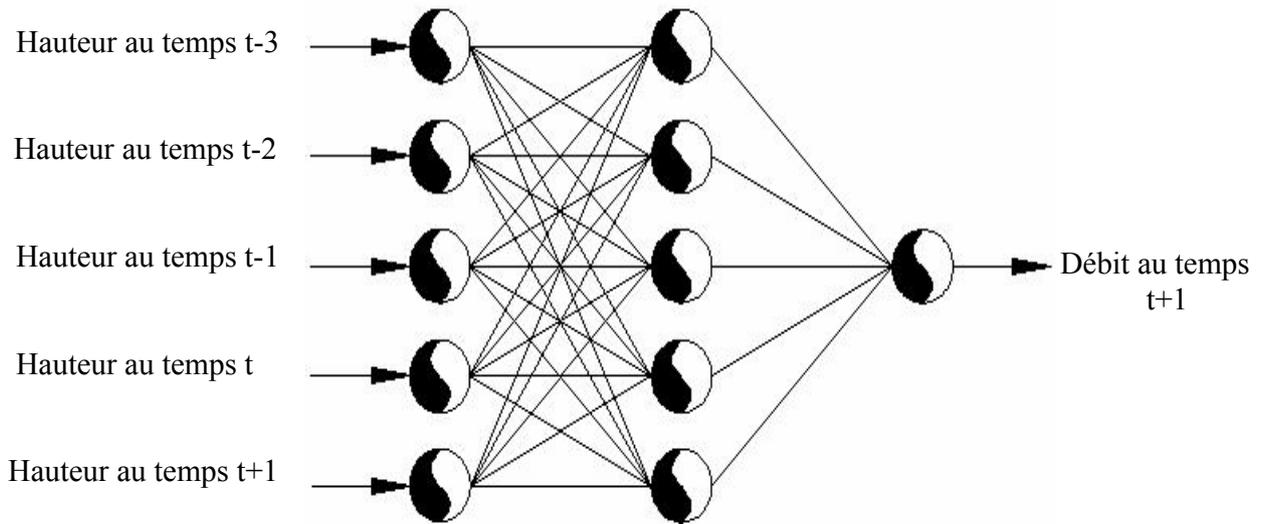


Figure VI.4: Structure du RNA (modèle N°3).

Modèle N°4 : $\{Q_{t+1}\} = ANN [H_{t-3}, H_{t-2}, H_{t-1}, H_t, Q_t, H_{t+1}]$ (VI.5)

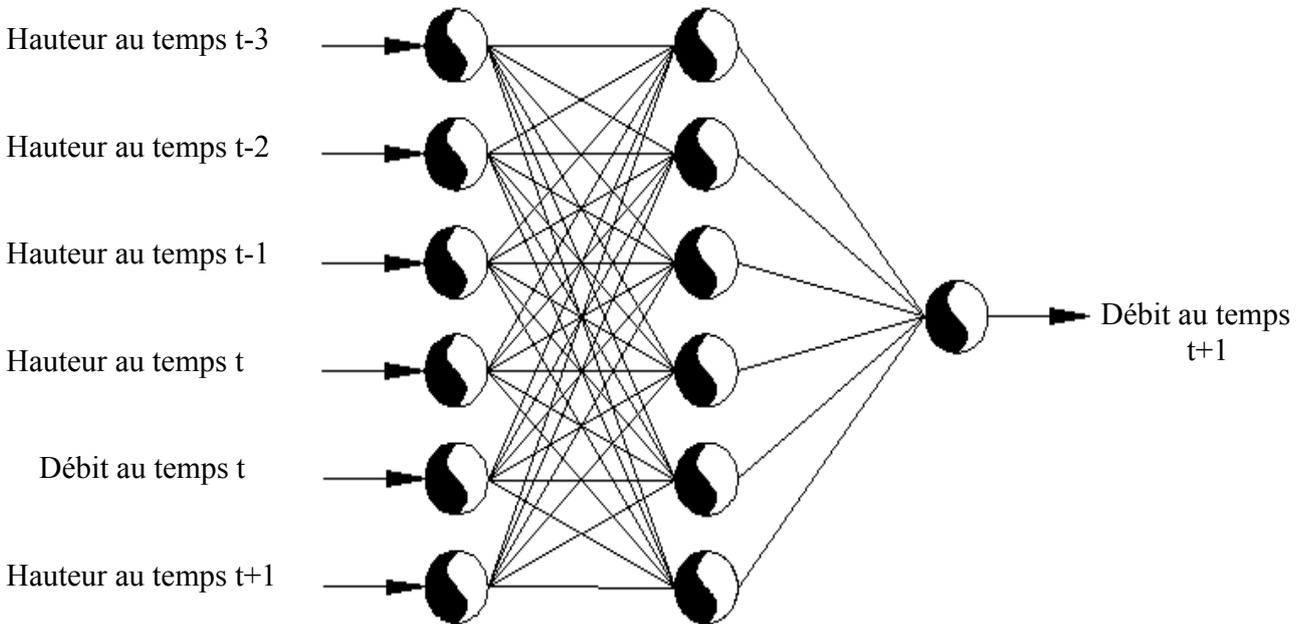


Figure VI.5: Structure du RNA (modèle N°4).

VI.2 RESULTATS ET DISCUSSIONS

VI.2.1 Station de Mesdour

Pour la première étape de modélisation, les données sont subdivisées en deux ensembles : 333 valeurs (80%) sont utilisées pour l'apprentissage et 83 valeurs (20%) pour le test du modèle RNA.

Les résultats obtenus pour le modèle N°1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Résultats du modèle N°1 appliqué sur la station de Mesdour.

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.06080	0.08420	0.938	0.894
	3	0.06006	0.07070	0.939	0.913
	4	0.06006	0.07300	0.940	0.924
LOGSIG	2	0.06750	0.10280	0.932	0.843
	3	0.05980	0.07430	0.939	0.907
	4	0.05360	0.06900	0.940	0.913

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°1) est un réseau à trois couches : 4 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite Y=X des débits simulés et observés.

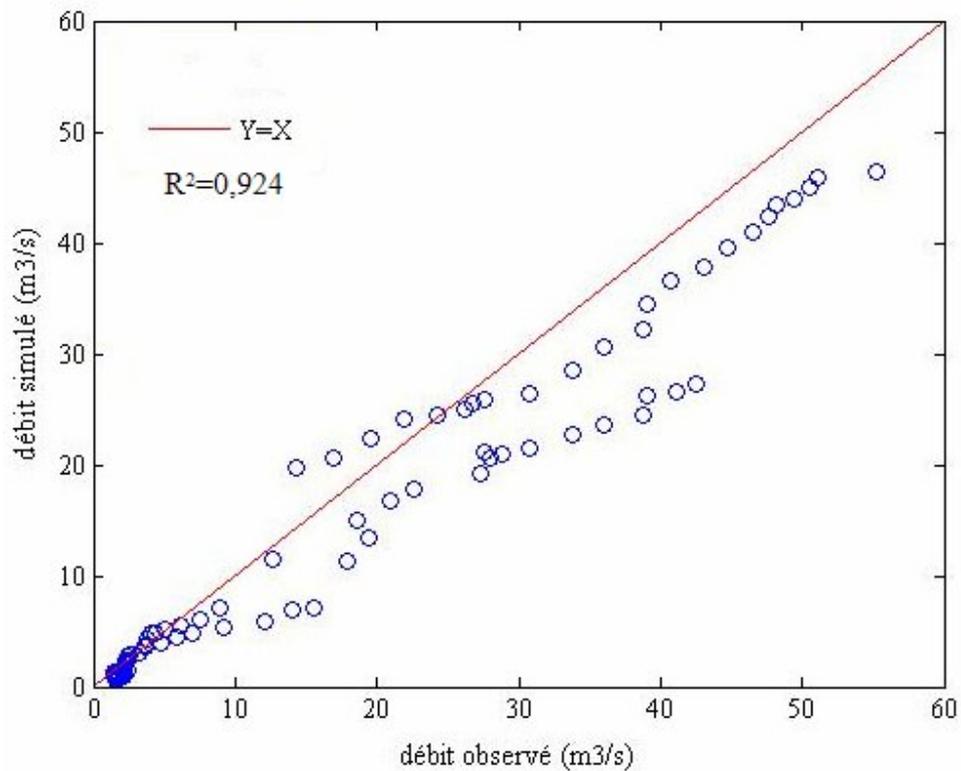


Figure VI.6: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle N°1 pour la phase de test.

Tableau VI.2 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
moyenne	17,950	15,142
Variance	0,872	0,870
Ecart type	0,934	0,933
Minimum	1,393	0,598
Maximum	55,212	46,363

Tableau VI.3 : Résultats du modèle N°2 appliqué sur la station de Mesdour

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.00458	1.50 10-6	0.995	0.909
	3	0.00619	5.0 10-6	0.993	0.918
	4	0.00185	2.67 10-7	0.997	0.930
	5	0.00138	5.88 10-9	0.998	0.970
LOGSIG	2	0.00506	1.86 10-7	0.994	0.929
	3	0.00239	5.06 10-7	0.996	0.937
	4	0.00174	1.74 10-8	0.997	0.938
	5	0.00182	9.4 10-8	0.998	0.941

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°2) est un réseau à trois couches : 5 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

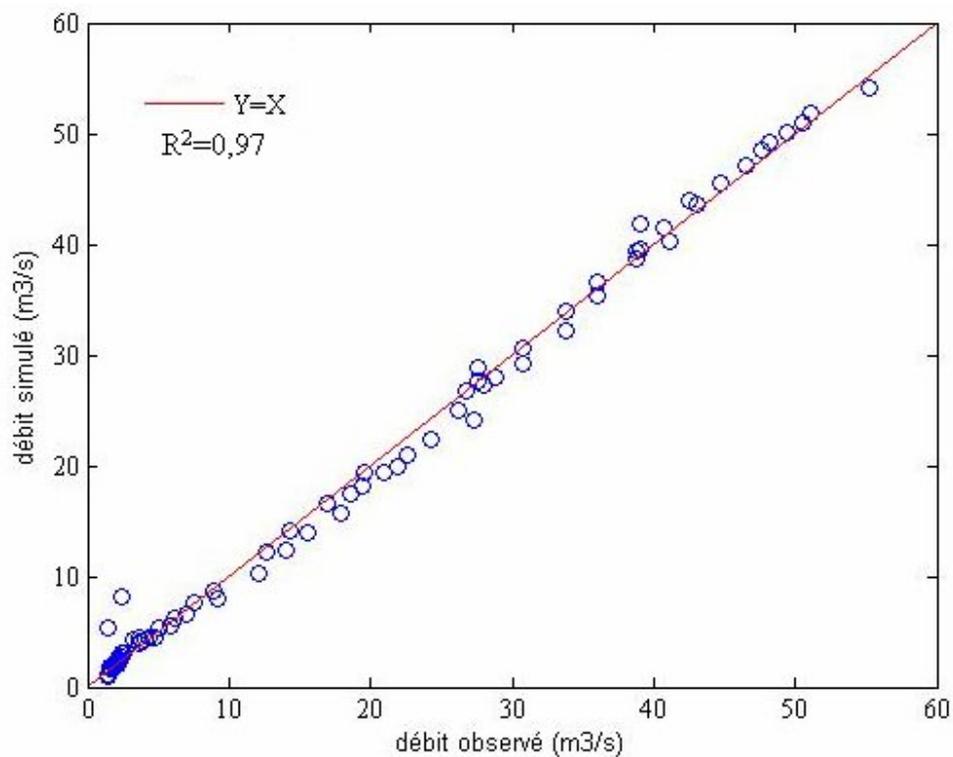


Figure VI.7: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°2 pour la phase de test.

Tableau VI.4 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	17,950	17,284
Variance	0,872	0,884
Ecart type	0,934	0,940
Minimum	1,393	0,118
Maximum	55,212	51,667

Tableau VI.5: Résultats du modèle N°3 appliqué sur la station de Mesdour

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.07690	0.11700	0.920	0.860
	3	0.05780	0.05900	0.940	0.900
	4	0.04930	0.05800	0.950	0.903
	5	0.04620	0.02500	0.954	0.930
	6	0.05620	0.04800	0.943	0.910
LOGSIG	2	0.07710	0.08500	0.899	0.750
	3	0.05910	0.07600	0.810	0.904
	4	0.05630	0.04600	0.780	0.900
	5	0.05540	0.03000	0.944	0.908
	6	0.04440	0.06000	0.955	0.900

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°3) est un réseau à trois couches : 5 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

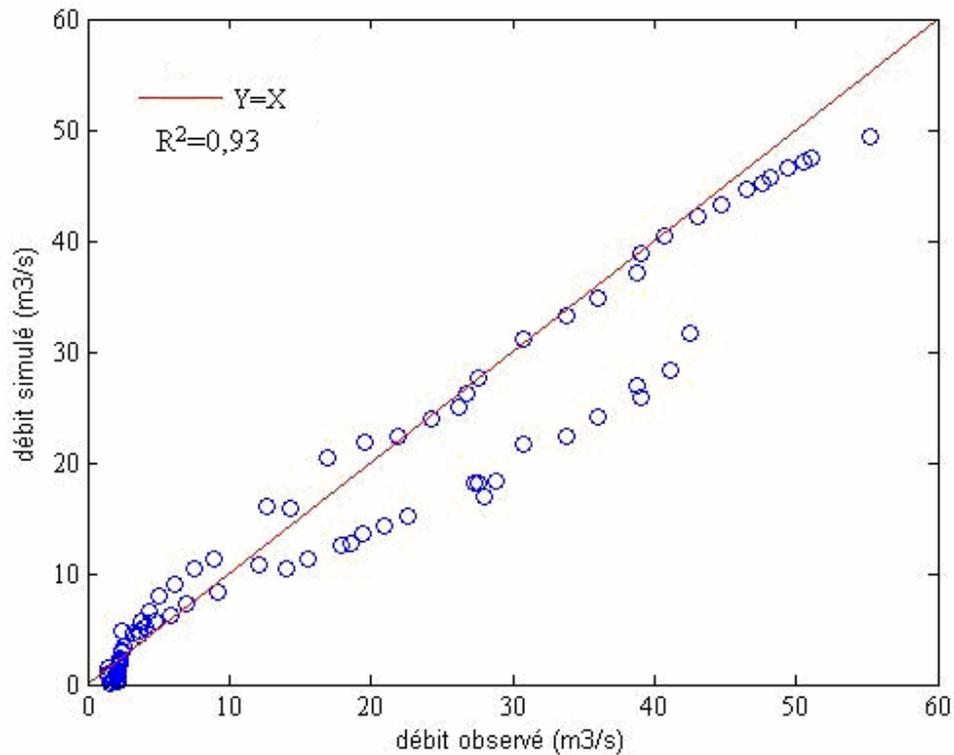


Figure VI.8: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°3 pour la phase de test.

Tableau VI.6 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	17,950	15,834
Variance	0,872	0,830
Ecart type	0,934	0,911
Minimum	1,393	0,079
Maximum	55,212	49,326

Tableau VI.7: Résultats du modèle N°4 appliqué sur la station de Mesdour.

Fonction utilisés	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.00900	0.00270	0.991	0.930
	3	0.00220	0.00120	0.995	0.938
	4	0.00212	0.00063	0.997	0.940
	5	0.00137	0.00052	0.997	0.939
	6	0.00132	0.00034	0.998	0.950
LOGSIG	2	0.00420	0.00160	0.900	0.800
	3	0.00262	0.00110	0.904	0.801
	4	0.00195	0.00125	0.892	0.780
	5	0.00146	0.00051	0.900	0.944
	6	0.00122	0.00043	0.910	0.950

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°4) est un réseau à trois couches : 6 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

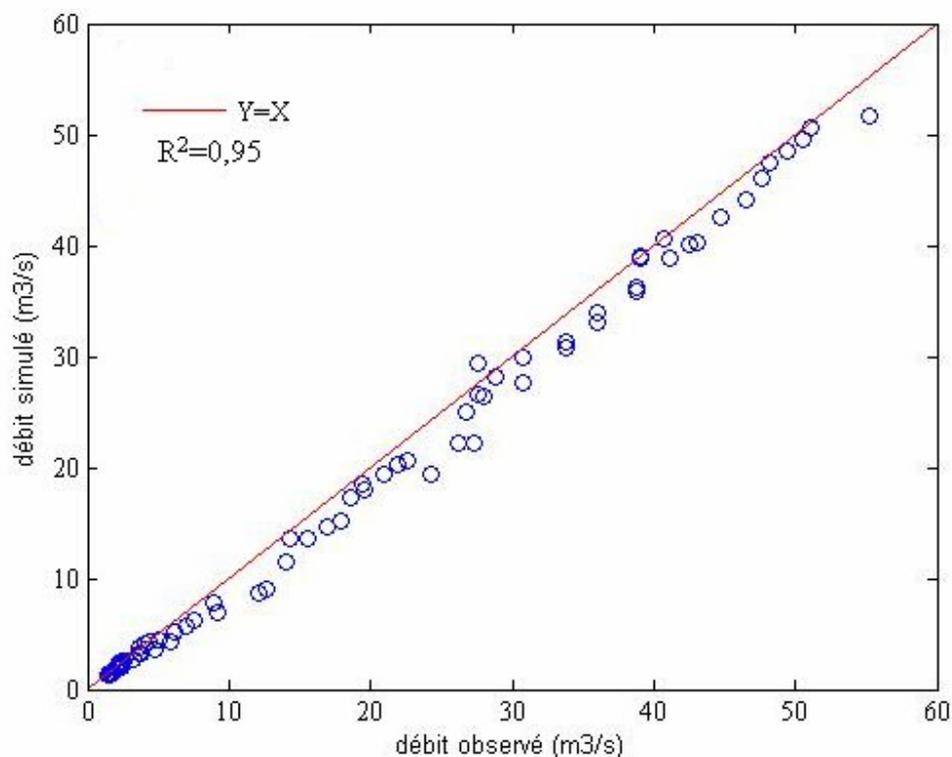


Figure VI.9: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°4 pour la phase de test.

Tableau VI.8 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	17,950	17,906
Variance	0,870	0,876
Ecart type	0,934	0,936
Minimum	1,393	1,0331
Maximum	55,212	54,051

Les données simulées et observées forment un nuage de points situé autour de la droite linéaire ($y = x$) pour la phase de test des différents modèles de RNA.

Les résultats obtenus montrent une très bonne concordance expliquée par un coefficient de détermination élevé ($R^2=0,97$) pour le d modèle N° :2.

VI.2.2 Station d'Amont des gorges

Tableau VI.9: Résultats du modèle N°1 appliqué sur la station d'Amont des gorges

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.02287	0.00081	0.891	0.870
	3	0.01880	0.00140	0.907	0.900
	4	0.01750	0.00064	0.933	0.901
LOGSIG	2	0.02130	0.00147	0.860	0.820
	3	0.02140	0.00140	0.890	0.877
	4	0.02070	0.00079	0.925	0.890

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°1) est un réseau à trois couches : 4 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

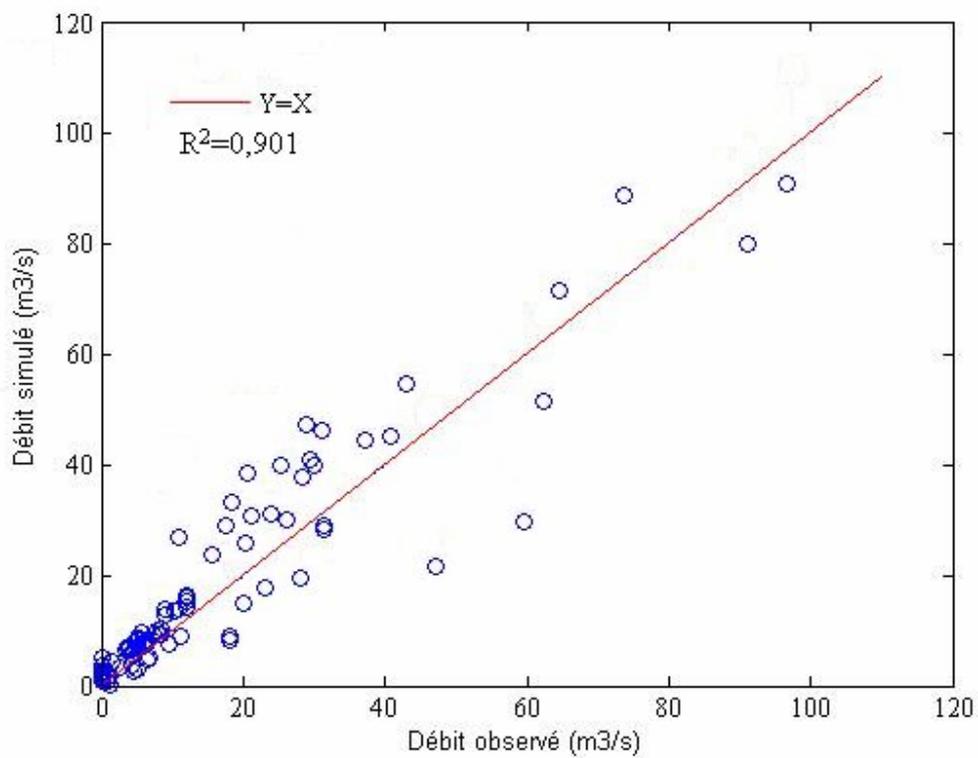


Figure VI.10: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°1 pour la phase de test.

Tableau VI.10: Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

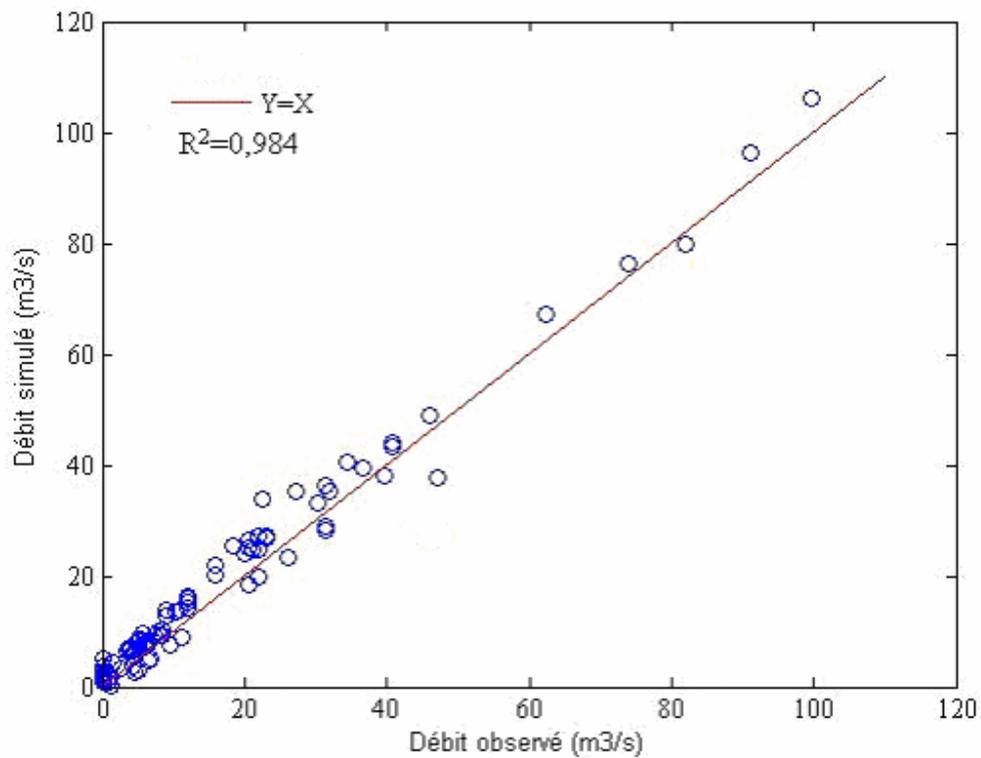
Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
moyenne	13,835	14,318
Variance	372,112	377,001
Ecart type	19,290	19,416
Minimum	0,020	0,106
Maximum	99,720	89,809

Tableau VI.11: Résultats du modèle N°2 appliqué sur la station d'Amont des gorges

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.01020	0.00123	0.940	0.919
	3	0.00650	0.00029	0.970	0.944
	4	0.00710	0.00028	0.971	0.960
	5	0.00470	5.41 10⁻⁵	0.991	0.984
LOGSIG	2	0.00105	0.00072	0.994	0.929
	3	0.00970	0.00046	0.996	0.937
	4	0.00530	0.00027	0.997	0.938
	5	0.00433	0.000153	0.998	0.941

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°2) est un réseau à trois couches : 5 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite Y=X des débits simulés et observés.



r

Corrélation entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°2 pour la phase de test

Tableau VI.12: Caractéristiques statistiques de l'échantillon

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	13,835	15,939
Variance	372,112	390,021
Ecart type	19,290	19,749
Minimum	0,020	0,331
Maximum	99,720	106,053

Tableau VI.13: Résultats du modèle N°3 appliqué sur la station d'Amont des gorges

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.02300	0.00114	0.877	0.860
	3	0.02050	0.00132	0.889	0.851
	4	0.01780	0.00126	0.915	0.900
	5	0.01920	0.00058	0.950	0.908
	6	0.01420	0.00023	0.950	0.910
LOGSIG	2	0.02300	0.00077	0.899	0.750
	3	0.02030	0.00059	0.810	0.904
	4	0.01660	0.00145	0.780	0.900
	5	0.01550	0.00070	0.944	0.908
	6	0.01590	0.00093	0.955	0.900

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°3) est un réseau à trois couches : 6 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

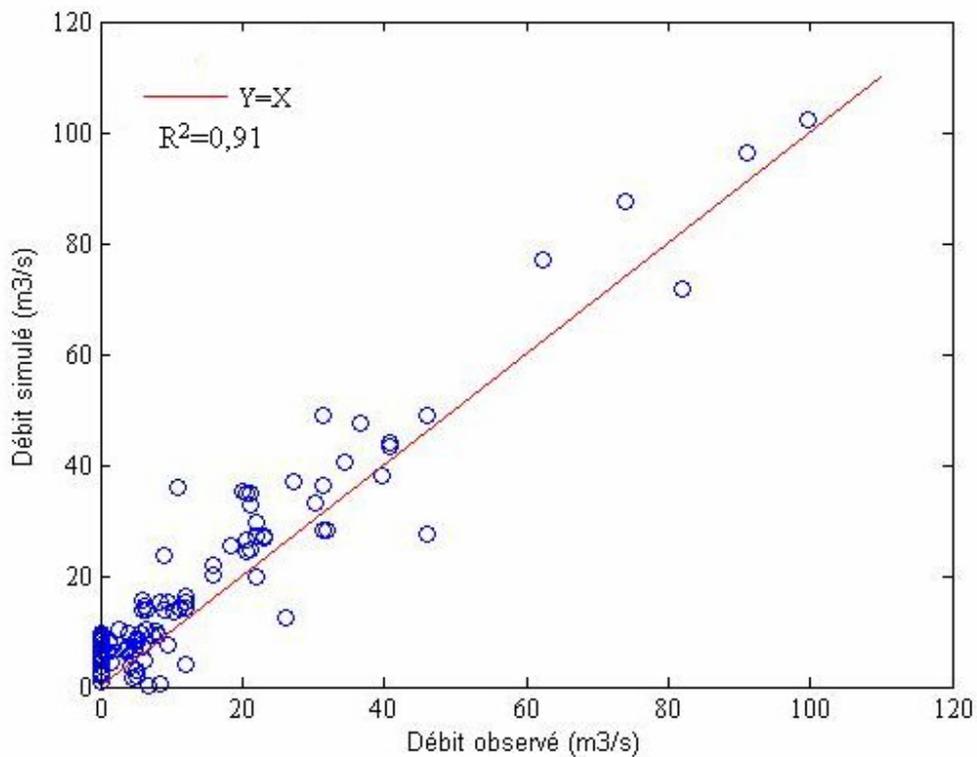


Figure VI.12: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°3 pour la phase de test.

Tableau VI.14 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	13,835	18,239
Variance	372,112	386,767
Ecart type	19,290	19,666
Minimum	0,020	0,009
Maximum	99,720	102,376

Tableau VI.15 : Résultats du modèle N°4 appliqué sur la station d'Amont des gorges

Fonction utilisés	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R ²	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.00998	0.00133	0.88	0.824
	3	0.00723	0.00062	0.896	0.871
	4	0.00506	0.00025	0.910	0.899
	5	0.00466	0.000205	0.960	0.953
	6	0.00555	0.00022	0.940	0.910
LOGSIG	2	0.00836	0.00084	0.820	0.801
	3	0.00776	0.00026	0.820	0.818
	4	0.00248	0.00022	0.855	0.820
	5	0.00461	0.00021	0.869	0.850
	6	0.00486	0.00031	0.909	0.889

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°4) est un réseau à trois couches : 5 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

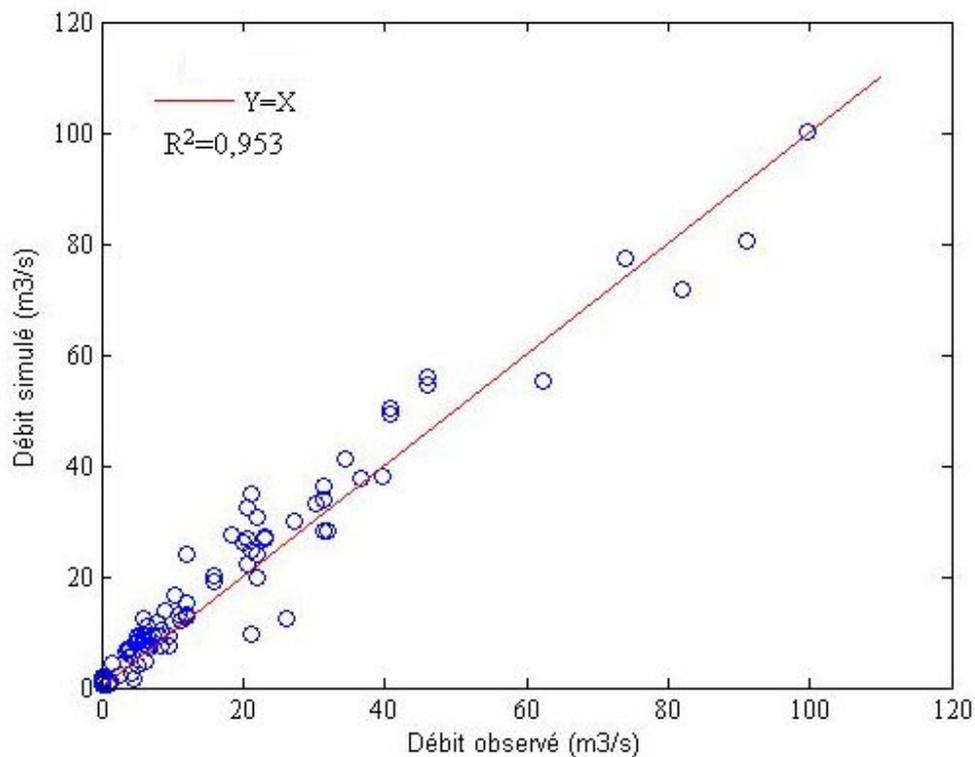


Figure VI.13: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N°4 pour la phase de test.

Tableau VI.16 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	13,835	15,877
Variance	372,112	368,873
Ecart type	19,290	19,206
Minimum	0,020	0,4203
Maximum	99,720	100,247

Les données simulées et observées forment un nuage de points situé autour de la droite linéaire ($y = x$) pour la phase de test des différents modèles de RNA.

VI.2.3 Station de RN 30 (Oued Aissi)

Le meilleur modèle obtenu pour les deux stations est le modèle N°2 ($Q_4=f(H_1, H_2, H_3, H_4, Q_3)$), avec le MSE= ($5,8 \cdot 10^{-9}$) pour Mesdour et $5,4 \cdot 10^{-5}$ pour Amont des gorges.

Pour confirmer et valider les résultats du modèle RNA utilisé (modèle N°2) pour les deux stations précédentes, la station de RN 30 à l'Oued Aissi a été testée avec ce modèle

Les données sont subdivisées en deux parties : 255 valeurs sont utilisées pour l'apprentissage et 90 valeurs pour le test du modèle RNA.

Les résultats obtenus en appliquant le modèle choisi selon les fonctions utilisés et le MSE et le coefficient de détermination R^2 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17: Résultats du modèle N°2 station de RN 30.

Fonction utilisée	Nombre de neurones dans la couche cachée	MSE		R^2	
		Apprentissage	Test	Apprentissage	Test
TANGSIG	2	0.00119	0.00142	0.925	0.900
	3	0.00110	0.01359	0.961	0.953
	4	0.00109	0.00989	0.980	0.960
	5	0.00056	0.00073	0.993	0.980
LOGSIG	2	0.00145	0.00131	0.910	0.889
	3	0.00079	0.00683	0.924	0.920
	4	0.00099	0.00967	0.955	0.950
	5	0.00072	0.00390	0.989	0.972

Le réseau de neurones retenu dans ce cas (modèle N°2) est un réseau à trois couches : 5 neurones dans la couche cachée avec une fonction de transfert sigmoïde "Tangsig" et un neurone dans la couche de sortie avec la fonction de transfert linéaire, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

On remarque que le modèle N°2 reste toujours le meilleur.

La figure suivante montre le nuage de points autour de la droite $Y=X$ des débits simulés et observés.

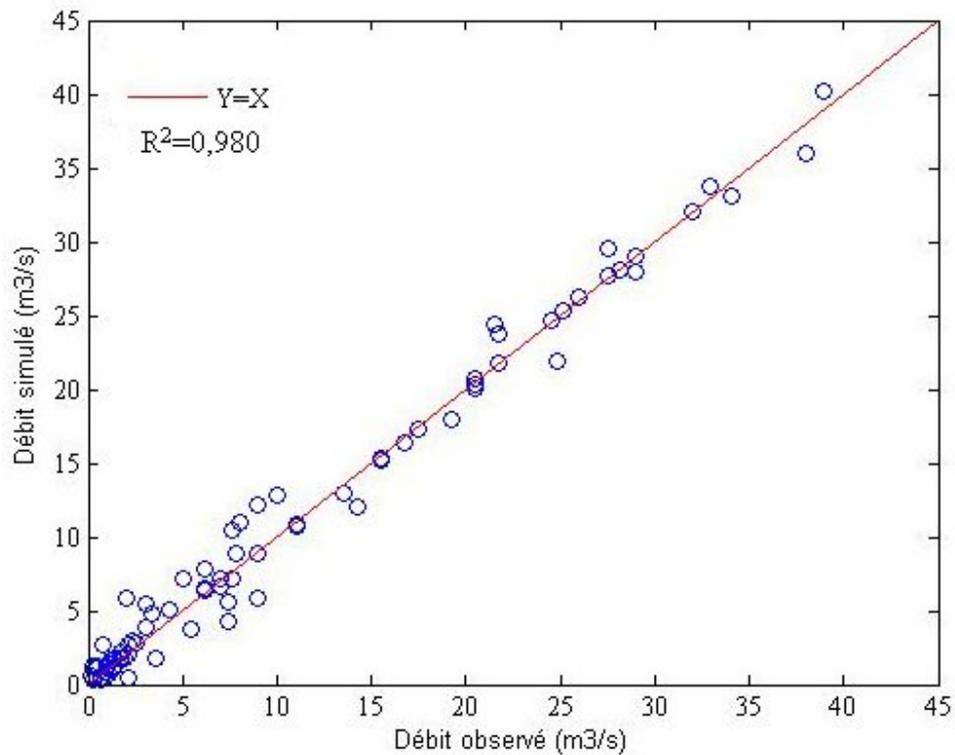


Figure VI.14: Comparaison entre les débits observés et les débits simulés par le modèle de N^o2 pour la phase de test.

Tableau VI.18 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon.

Paramètre statistique	Q observé	Q simulé
Moyenne	10,173	10,338
Variance	116,017	115,134
Ecart type	10,771	10,730
Minimum	0,140	0,305
Maximum	38,900	40,148

VI.3 Modèle de la régression linéaire multiple

Dans le but de tester le modèle N°2 (meilleur modèle de RNA), une analyse statistique par la méthode de régression linéaire multiple (**RLM**) est établie.

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

L'analyse de la régression permet d'étudier la relation statistique qui existe entre le débit (variable dépendante) et les hauteurs mesurées (variables indépendantes ou explicatives).

Pour les variables (H et Q) de base utilisées pour l'application de la régression linéaire multiple, nous avons pris l'ensemble des données utilisées pendant le test du meilleur modèle RNA trouvé précédemment c'est-à-dire le modèle N°2.

VI.3.1 Résultats

Les résultats trouvés en utilisant les données des modèles RNA utilisés précédemment, se résument dans les équations qui suivent:

VI.3.1.1 Station de Mesdour

$$\begin{aligned} \text{Le } R_p^2 &= 0,91 \\ Q4 &= -1,23 - 0,0014H1 + 0,0028H2 - 0,295H3 + 0,317H4 + 0,955Q3 \end{aligned} \quad (\text{VI.7})$$

VI.3.1.2 Station d'Amont des gorges

$$\begin{aligned} \text{Le } R_p^2 &= 0,88 \\ Q5 &= 0,822 + 0,000149H1 + 0,0101H2 + 0,0298H3 - 0,016H4 + 0,788Q4 \end{aligned} \quad (\text{VI.8})$$

VI.3.1.3 Station de RN 30

$$\begin{aligned} \text{Le } R_p^2 &= 0,95 \\ Q4 &= -1,886 + 0,0029H1 + 0,000615H2 - 0,16H3 + 0,209H4 + 0,753Q3 \end{aligned} \quad (\text{VI.9})$$

Les tableaux VI.19, 20, 21 montrent la comparaison des R^2 obtenus par les trois modèles : classique (puissance), RNA, RLM, et dans chaque station pour la phase de test.

Tableau VI.19 : Comparaison de R^2 pour les trois modèles appliqués sur la station de **Mesdour**.

Modèle N°2			
	Classique (puissance)	Régression multiple	Réseaux de neurones
R^2	0,94	0,88	0.97

Tableau VI.20 : Comparaison de R^2 pour les trois modèles appliqués sur la station d' **Amont des gorges**.

Modèle N°2			
	Classique (puissance)	Régression multiple	Réseaux de neurones
R^2	0,92	0,91	0.97

Tableau VI.21 : Comparaison de R^2 pour les trois modèles appliqués sur la station de RN 30.

Modèle N°2			
	Classique (puissance)	Régression multiple	Réseaux de neurones
R^2	0,96	0,95	0,980

VI.4 Interprétation

Les R^2 indiquent une meilleure performance et convergence du modèle de réseaux de neurones par rapport aux autres modèles.

Les relations trouvées par RLM vont sans doute remédier au problème de manque des données des débits pendant les crues.

VI.5 CONCLUSION

Différents types d'approche numérique et statistique ont été utilisés pour l'extrapolation des débits, l'approche numérique en utilisant le modèle des réseaux de neurones artificiels (RNA ou ANN), statistique en utilisant la régression simple (modèle puissance) et régression multiple linéaire.

L'originalité de ce travail de modélisation réside dans l'utilisation des réseaux neuronaux (approche connexionniste) qui sont fondés sur des modèles qui tentent d'établir des relations entre les paramètres d'entrée et de sortie par interconnexions des neurones, pour l'extrapolation des débits pendant les périodes des crues.

Le choix judicieux du vecteur d'entrée et de la taille du réseau (ou nombre total de couches et de neurones dans la couche cachée du réseau) constituent des étapes difficiles dans la définition de l'architecture d'un RNA, mais le choix de la structure du réseau (type d'interconnexion entre les couches de neurones) reste plus facile à effectuer parce qu'il n'existe que deux formes principales de structure : la forme dite "feedforward" et la forme récursive avec "feedback".

Malgré ces difficultés et par comparaison avec d'autres modèles plus classiques, la modélisation par les réseaux de neurones artificiels a abouti à des résultats satisfaisants dans l'extrapolation des débits. Ce type de modèle représente comme un moyen très puissant pour une gestion d'estimation des ressources en eau de surface en période de crue.

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner l'ouvrage de dérivation provisoire du barrage de TAKSEBT sur Oued Aissi wilaya de Tizi Ouzou. Cet ouvrage est utilisé actuellement comme vidange de fond du barrage.

Au cours de ce chapitre la méthode de RNA pour les courbes de tarage est utilisée afin de trouver les débits maximums qui nous aident à dimensionner cet ouvrage.

VII.1 Présentation succincte du barrage

VII.1.1 but et type d'ouvrage

Les coordonnées Lambert du site sont : $X=627,00$; $Y=375,00$. (Fig.VII.1).

Le barrage de Taksebt est situé sur Oued Aissi, affluent de Oued Sebaou. Il est situé à 10 km Sud-Est de la wilaya de Tizi Ouzou, daïra de Beni-Douala, commune de Benni-Aissi.

Le réservoir permettra la régularisation annuelle de 180 Mm^3 d'eau, cet ouvrage est destiné exclusivement à :

- Alimenter la ville d'Alger (Alger, Bordj-Elkiffan, Bab-Ezzouar, Dar-El-Baida, Beni-Messous): 136 Mm^3 . Ceci dans le souci de renforcer le barrage de Keddara (en exploitation).

- Alimenter la wilaya de Tizi Ouzou et les villes d'Azazga, Draa-Ben-Khedda et Tadmaït: 44 Mm^3 .

Les reconnaissances effectuées sur site, ont mis en évidence, la médiocrité et l'hétérogénéité de fondation du terrain, qui se caractérise, notamment, par la présence d'un remplissage alluvial variant entre 10 et 30m d'épaisseur. Ceci conduit à projeter un barrage souple en matériaux locaux, fondé sur des alluvions consolidés. La digue est de type hétérogène à noyau centrale constitué d'argilite de Miosène compacte. Les recharges se trouvant à l'aval et à l'amont du noyau sont constitués d'alluvions silto-gravileux ainsi que d'enrochements. L'ancrage du noyau est poursuivi jusqu'à la roche saine.

VII.1.2 Principales caractéristiques

Capacité totale : $175 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Niveau normale de la retenue : 165 m .

Volume régularisé : $180 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Cote au pied de barrage : 94 m .

Niveau de la crête : 171,50 m.

Largeur de la crête : 8,60 m dont 6m de chaussée.

La digue comporte 3 bermes sur le parement aval et 1 berme sur le parement amont.

Les fruits des talus se présentent ainsi :

- Talus aval : 2,3 puis 1,3 au prisme de drainage.

- Talus amont : 2,7 puis 2,3 au dessous de la berme.

VII.1.3 Présentation de l'Oued Aissi

Oued Aissi à l'emplacement de barrage drain le bassin versant Sebaou avec une superficie de 448 km^2 dans une altitude varie entre 2300m sur le côté Sud du bassin et 94m sur le site de barrage. L'altitude moyenne est de 655m. La figure VII.2 représente le bassin versant de Sebaou.

VII.1.3.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le tableau suivant résume les paramètres géométriques et de relief du bassin versant étudié.

Tableau VII.1: Caractéristiques de sous bassin drainé par l'Oued Aissi.

Altitude max	Altitude min	Altitude moy	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Largeur du talweg principal (Km)	Long du rectangle équivalent (Km)	Long du talweg principal (Km)	Indice de compacité	Indice de pente de roche
2300	94	655	448	100	3.3	30,50	39	1,32	0,28

VII.1.3.2 Courbe capacité-hauteur

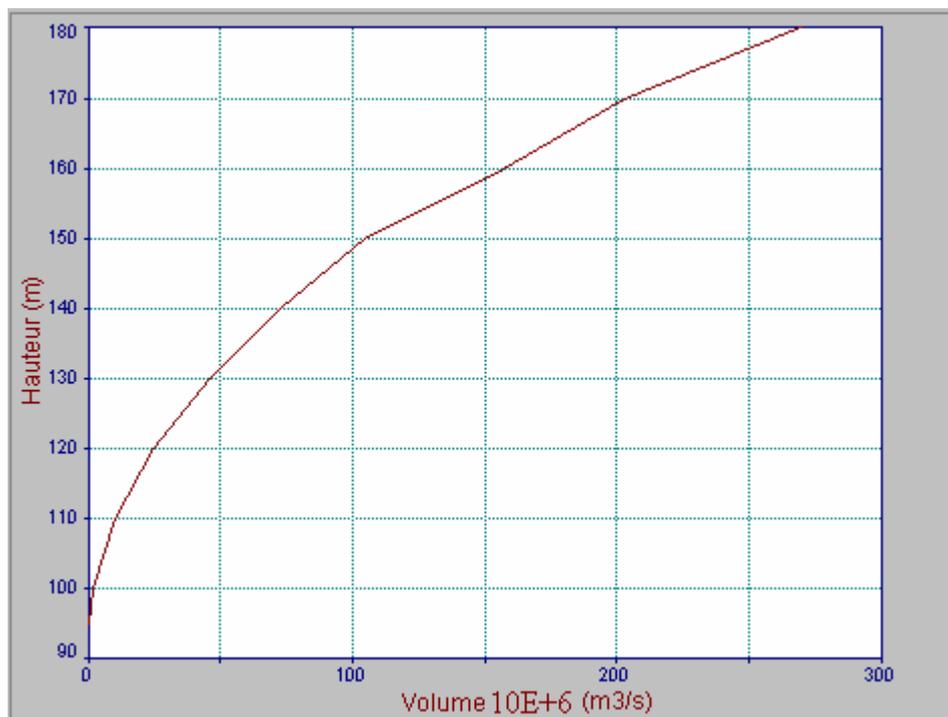


Figure VII.3 : Courbe capacité-hauteur (Barrage de Taksebt) (Djaroud, 1995)

VII.2 Etude des crues

Les études hydrologiques relatives aux barrages en générale et aux ouvrages d'évacuation des crues plus précisément, relèvent d'une importance primordiale. En fait, le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation de ces ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les débits de crues. L'étude présente nous permettra de déterminer en toute rigueur, le débit de crue de projet, en vue de dimensionner la dérivation provisoire.

Avant tous, et comme on a expliqué dans le chapitre N°2 que l'hydrogramme de crue ($Q=f(t)$), peut être construit en passant de la courbe des hauteurs d'eau en fonction du temps $H=f(t)$ (limnigramme) et l'établissement d'une courbe de tarage $Q = f(H)$ comme le montre la figure (VII.4).

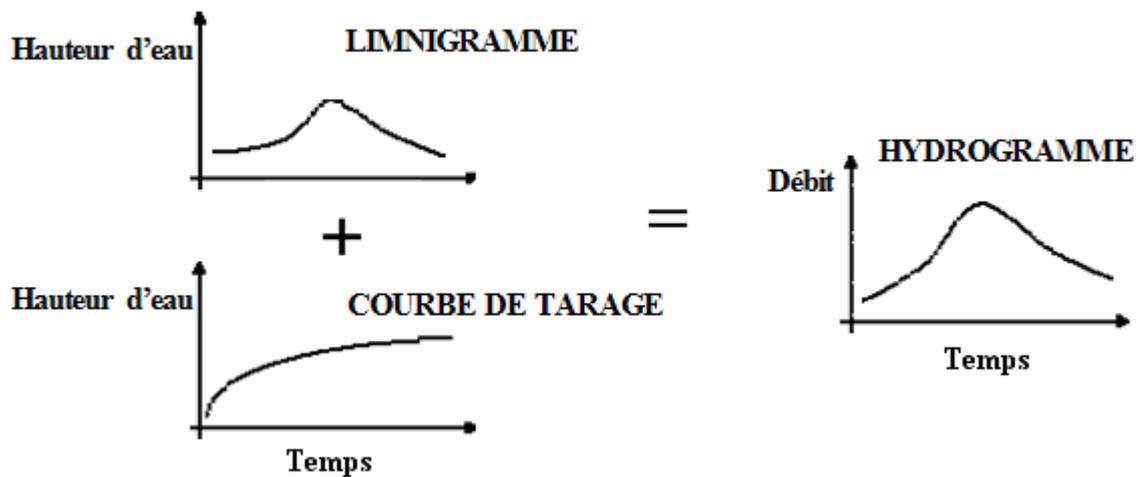


Figure VII.4: La production d'un hydrogramme.

Pour le calcul de la crue de projet; on va utiliser deux méthodes, celle de l'extrapolation de courbe de tarage et celle classique en utilisant la série des débits moyens.

VII.2.1 Méthode d'extrapolation de courbe de tarage

Nous disposons d'une série de données des débits instantanés de 19 ans d'observation (1986-2005).

Le modèle retenu du réseau de neurones artificiel de la courbe de tarage a été utilisé pour combler les lacunes dans la série des débits instantanés pour chaque hauteur enregistrée par le limnigraphe.

La variation des débits instantanés est représentée sur la figure (VII.5), elle montre plusieurs crues.

Le débit le plus important a été observé en 02/12/1998 à 13h (742m³/s). Le minimum est de 0.001 m³/s.

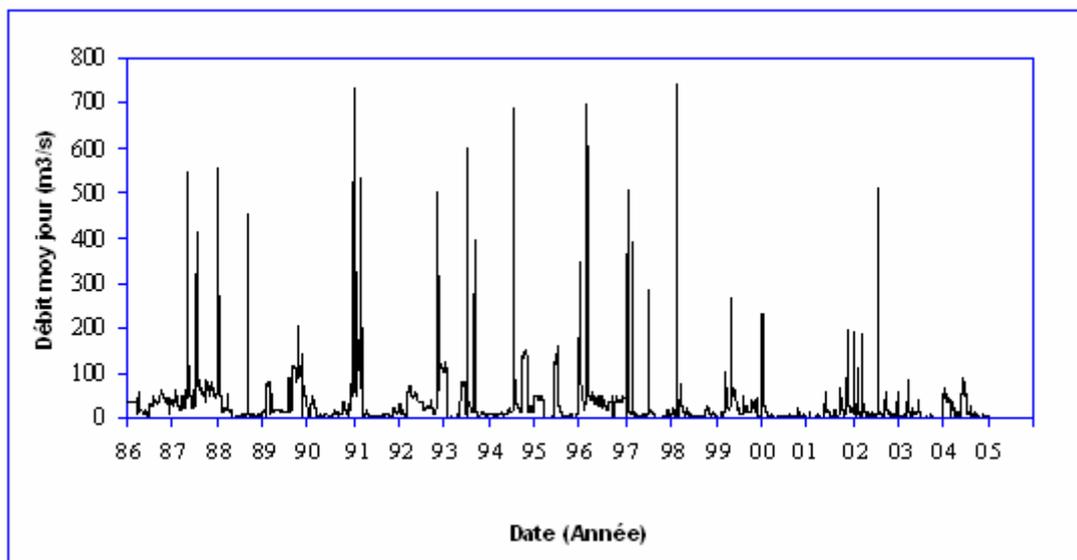


Figure VII.5: Variations des débits instantanés dans la période d'enregistrement dans la station de RN 30.

A partir des données des débits instantanés on tire les grandes crues enregistrées. Nous obtenons une série de 24 crues, donc 24 pics (débits maximums).

VII.2.1.1 Ajustement des débits maximums

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies. Les deux lois les plus utilisées sont :

- La loi de GUMBEL
- La loi de GALTON

VII.2.1.1.1 Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

Test de la médiane

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

La médiane :

Puisque la série est paire, la médiane est observée en rang $N/2$ c'est-à-dire en rang 12.

Médiane($X_{50\%}$) = 416,94m³/s.

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Ns = 11.

Ts = 6.

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$Ns > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N + 1}) = 7,6$$

$$Ts < 3.3 (\log(N) + 1) = 7,85$$

Avec : $\alpha = 5\%$ $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

VII.2.1.1.2 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

VII.2.1.1.2.a -Ajustement de la série à la loi de Gumbel

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{VII.1})$$

$$\text{Tel que : } y = a(x - x_0) \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

Y : Variable réduite de GUMBEL

X: Débit maximum (m³/s)

x_0 : Ordonnée à l'origine en (m³/s)

A partir de l'équation (VII.2) on peut écrire :

$$y_i = - \ln (- \ln (F(x_i))) \quad (\text{VII.3})$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des débits par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3.....m.

- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{VII.4})$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$Y_i = - \ln (-\ln(F(x_i))) \quad (\text{VII.5})$$

Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »

Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x \quad (\text{VII.7})$$

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = 140,99 \text{ m}^3/\text{s}$$

et x₀ représente l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \quad (\text{VII.8})$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} y_i}{N} \quad (\text{VII.9})$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} y_i}{N} = 0,565$$

$$\sigma_Y = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (Y_i - 0.565)^2}{24 - 1}} \right] \quad (\text{VII.10})$$

$$\sigma_Y = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (Y_i - 0.565)^2}{24 - 1}} \right] = 1.25$$

$$C_v = \frac{\sigma}{y} \quad (\text{VII.11})$$

$$C_v = \frac{\sigma}{y} = \frac{1.25}{0.565} = 1.46$$

$$X_0 = 435,57 - (140,99) \cdot (0,565) = 354,22$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 140,99 y + 354,22$$

$$Q_{\max} (p\%) = 140,99 y + 325,03$$

Coefficient de corrélation r

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_{\max,j} - \overline{Q_{\max}})(y_i - \overline{y})}{\sqrt{\sum (Q_{\max,j} - \overline{Q_{\max}})^2 \sum (y_i - \overline{y})^2}} \quad (\text{VII.12})$$

Donc $r=0.97$

On voit que $r = 0.97 > 0.8$, donc la corrélation est acceptable.

A partir du graphe nous tirons le débit maximum pour une fréquence au non-dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL (Fig. VII.6) à l'aide du logiciel Hydrolab.

La variable réduite égale :

$$y = - \ln (- \ln F (90\%)) = 2.25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$Q_{\max, 20\%} : P (133,701 < 382,42 < 1096,775) = 95\%$$

Tableau VII.2 : Résumé des caractéristiques empiriques de la série.

Caractéristiques de l'échantillon	Série	
	X	Y
Variable	X	Y
Moyenne	453,57	0,784
Ecart type	180,96	1.25
Coefficient de variation	1.10	1.46
Coefficient de corrélation	r=0,97	
Pente	g=140,99	
Ordonnée à l'origine	X ₀ =325,03	
Droite de regression	Q _{max,p%} =X = 140,99 y _i + 354,22	
Q _{max,20%}	382,42	

VII.2.1.1.2.b -Ajustement à la loi de Galton (Log Normal)

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{VII.13})$$

Ou :

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p\%) \quad (\text{VII.14})$$

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log } X_i}{N} \quad (\text{VII.15})$$

$$\overline{\text{Log } X} = 1,96$$

$$\sigma_{\text{Log } X_i} = 0,198$$

Tableau VII.3 Résumé des caractéristiques empiriques de la série.

Moyenne de la série	$\overline{\text{Log } Q_{\max}} = 2,598$
Ecart type	$\sigma_{\text{Log } Q_{\max}} = 0,198$

Le tracé de la droite est représenté sur la figure VII.7 à l'aide du logiciel Hydrolab.

La projection des données expérimentales sur les graphes des figures VII.6, 7 a permis de recevoir que la loi de Galton est la meilleur.

D'après la droite de Galton (meilleur loi d'ajustement des débits maximums), on tire le Q_{\max} pour différentes périodes de retour.

Tableau VII.4: Estimation des débits des crues par la loi log-normale (1ère méthode).

T (ans)	$Q_{\max,T}$ (m^3/s)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%) en m^3/s
1000	1330	213	910 - 1750
100	1000	145	719 - 1290
50	904	124	661 - 1150
20	773	97.3	582 - 964
10	671	77.0	520 - 822
5	566	57.0	454 - 677

VII.2.1.2 Tracé de l'hydrogramme de crue

Le débit de dimensionnement de la dérivation est de $Q_{\max} = 773 \text{ m}^3/s$ (période de retour de 20ans).

A partir de la figure VII.8, l'hydrogramme le plus proche au débit de $773 \text{ m}^3/s$ est donné dans la figure suivante :

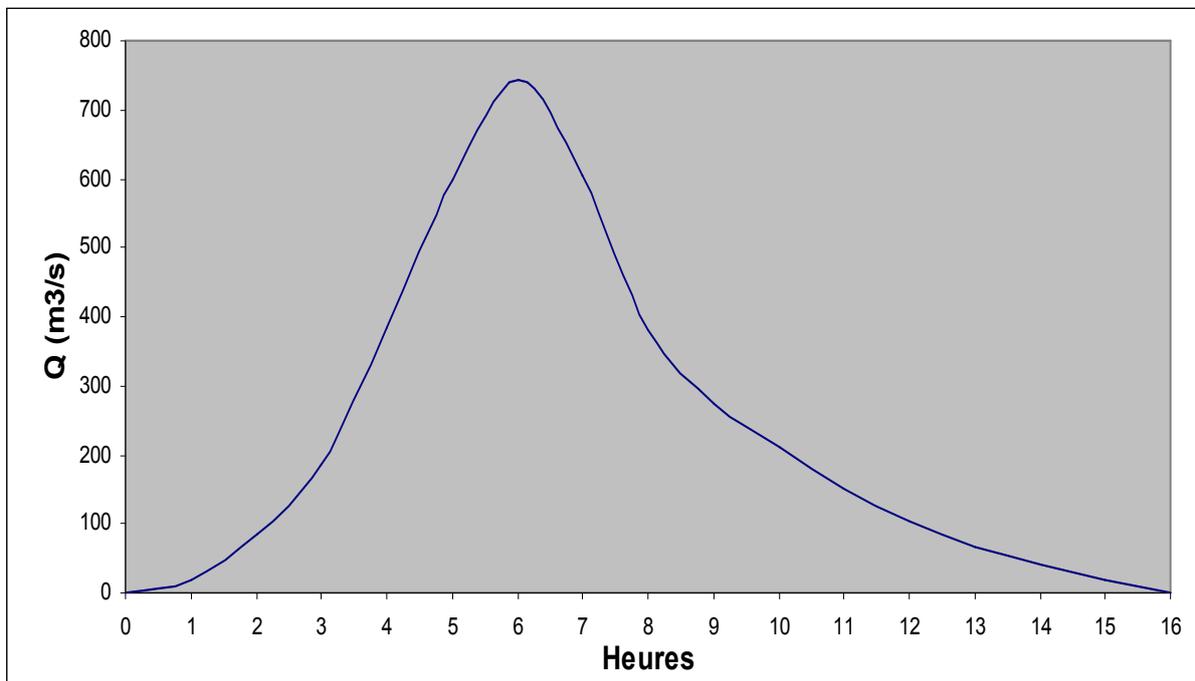


Figure VII.8 : Hydrogramme de la crue vigtenale.

VII.2.2 Méthode probabiliste

Pour l'application de cette méthode, on a besoin des séries chronologiques des débits moyens journaliers (Q_i , $i=1, 2, 3, \dots, n$).

Nous disposons d'une série de données hydrométriques représentant 19 ans d'observation de 1986/1987 jusqu'à 2004/2005.

A partir des données des débits de la station de RN 30, on tire pour chaque année la valeur maximale de débits parmi les 365 valeurs journaliers de débits. Nous obtenons une série de 19 valeurs des débits maximums journaliers.

-L'homogénéité de la série a été vérifiée avec le test de la médian (Mood).

-L'ajustement des débits maximums journaliers a été effectué à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) et Galton (log normale) à l'aide de logiciel « Hydrolab.

Les résultats trouvés montrent que les débits maximums journaliers suivent la loi Log normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Les débits des différentes périodes de retour, estimés par cette méthode sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5: Estimation des débits des crues par la loi log-normale (2ème méthode).

T (ans)	$Q_{\max,T}$ (m^3/s)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%) en m^3/s
1000	3830	2610	1362 - 2495
100	1520	828	650 - 2245
50	1090	545	497 - 1520
20	667	288	329 - 1110
10	430	163	226 - 855
5	252	82.0	139 - 572

Conclusion :

Après l'application des deux méthodes, on remarque que les débits des crues vingtenale (de probabilité 20%) trouvés sont presque semblables ($773m^3/s$ par la méthode d'extrapolation de courbe de tarage et $667m^3/s$ par la méthode probabiliste).

VII.3 Dérivation provisoire

VII.3.1 Introduction

Durant la construction d'un barrage, une dérivation provisoire est nécessaire pour éviter le retour des eaux dans le chantier.

Les principales solutions envisageables pour la maîtrise des eaux pendant la construction sont les suivantes :

➤ **Chenal à ciel ouvert :**

Si la réalisation d'un chenal à ciel ouvert et la construction de la digue par phase ne sont généralement pas intéressantes dans le cas d'une vallée assez étroite, il n'en pas de même au site de Taksebt où la vallée de l'Oued Aissi présente une largeur comprise entre 300m à l'amont du barrage et 180m à l'aval de celui-ci.

Dans ces conditions, la prise en compte dans le processus de dérivation d'un chenal qui serait maintenu dans le corps de la digue pendant les premières saisons des travaux, peut être considérée comme étant de nature à réduire le cout global des travaux.

➤ **Conduite de dérivation ou galerie sous remblai :**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité. Mais, il apparaît que les principaux problèmes grevant d'une telle solution sont:

-Stabilité de la fouille de la galerai,

-Problème d'infiltration d'eau dans la fouille dus à la proximité de la rivière,

-Du fait de la déformabilité des terrains de fondation, il faut s'attendre à une déformation de la galerai se traduisant par un tassement important et un allongement de celle-ci sous remblai, c'est-à-dire à l'ouverture des joints de construction placés tous les 10m.

Dans le cas de Taksebt, la présence de 20-30m d'alluvions sous le niveau de l'Oued exclut sans appel une solution de ce type, la maîtrise des tassements ne pouvant être assurée.

➤ **Galerai souterraine :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

Etant donné les conditions du site, la dérivation au travers d'une galerai souterraine reste la solution la meilleure. Pour ce la, deux variantes sont proposées :

-Une galerai à écoulement libre,

-Une galerai à écoulement en charge.

L'avantage de cet ouvrage se résume par l'aspect économique qu'il joue, car il est souvent utilisé comme ouvrage définitif (vidange de fond), et c'est le cas du barrage de Taksebt où la dérivation provisoire est utilisée en fin des travaux comme une vidange de fond.

Conclusion :

Pour notre étude, on opte pour une galerie de dérivation souterraine et un batardeau.

VII.3.2 Choix de la crue de dimensionnement :

Il n'y a aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on a dimensionné avec une crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(20\%)}=773\text{m}^3/\text{s}$.

VII.3.3 Succession des travaux

1^{ère} étape :

● Construction d'un canal et d'un pré batardeau pour entamer les travaux dans la galerie.

2^{ème} étape :

- Enlèvement du pré batardeau construit en 1^{ère} étape et construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.
- Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève le batardeau et on passe à la mise en eau.

VII.4 Dimensionnement de la dérivation provisoire

VII.4.1 Calcul du canal

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'Oued est indispensable. Le canal projeté aura une forme trapézoïdale avec des fruits de talus $m_1 = m_2 = 2,5$.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal soit inférieure à la vitesse admissible (critique) pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage, la vitesse idéale pour les canaux à surface libre peut atteindre 10 m/s. (vitesse admissible).

$$Q_{\max(20\%)} = 773 \text{ m}^3/\text{s},$$

On prend par la suite une série de valeurs de largeurs (b) et on calcul les hauteurs (hi) et les sections mouillées correspondantes, et on choisi à la suite une section de telle sorte qu'elle soit inférieure à la section S déjà calculée.

$$\text{On a : } Q = SC\sqrt{RI}$$

Q : Débit de la crue.

S : Section mouillée du canal (m^2).

C : Coefficient de CHEZY ; $C = 1/n R^{1/6}$, n : Coefficient de rugosité, $n = 0,015$.

R : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du canal ($I = 0,003$). (Plan topographique)

$S = (B + mh)h$, et $P = 2h \cdot (1 + m^2)^{1/2}$

B : Largeur au miroir du canal (m).

h : Tirant d'eau dans le canal (m).

➤ Profondeur normale :

Pour le calcul de la profondeur normale, on doit résoudre par itération l'équation suivante :

On opte après calcul pour une section $S = 111,54 \text{ m}^2$, et une largeur de canal de 20m à

Une vitesse d'écoulement de 6,93 m/s.

La hauteur du tirant d'eau est : $h = 3,7857\text{m}$.

Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = K \left[1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right] \quad (VI.16)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

Ce qui donne : $K=5,34$; $\sigma_c=0,668$; $h_{cr}=4,40 \text{ m}$

La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_{cr}}{C^2 R} \quad R = \frac{S}{P}$$

$S = (B + m h_{cr}) h_{cr}$; $S=111,54 \text{ m}^2$

$$P = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$$

$P=34,165\text{m}$.

$R=3,265\text{m}$

$$C = K_s.R^{\frac{1}{6}} = 70,02 \text{ D'où } I_{cr} = 0.0027.$$

La figure suivante montre Le calcul de la ligne d'eau à l'aide du logiciel « CANAL 21 ».

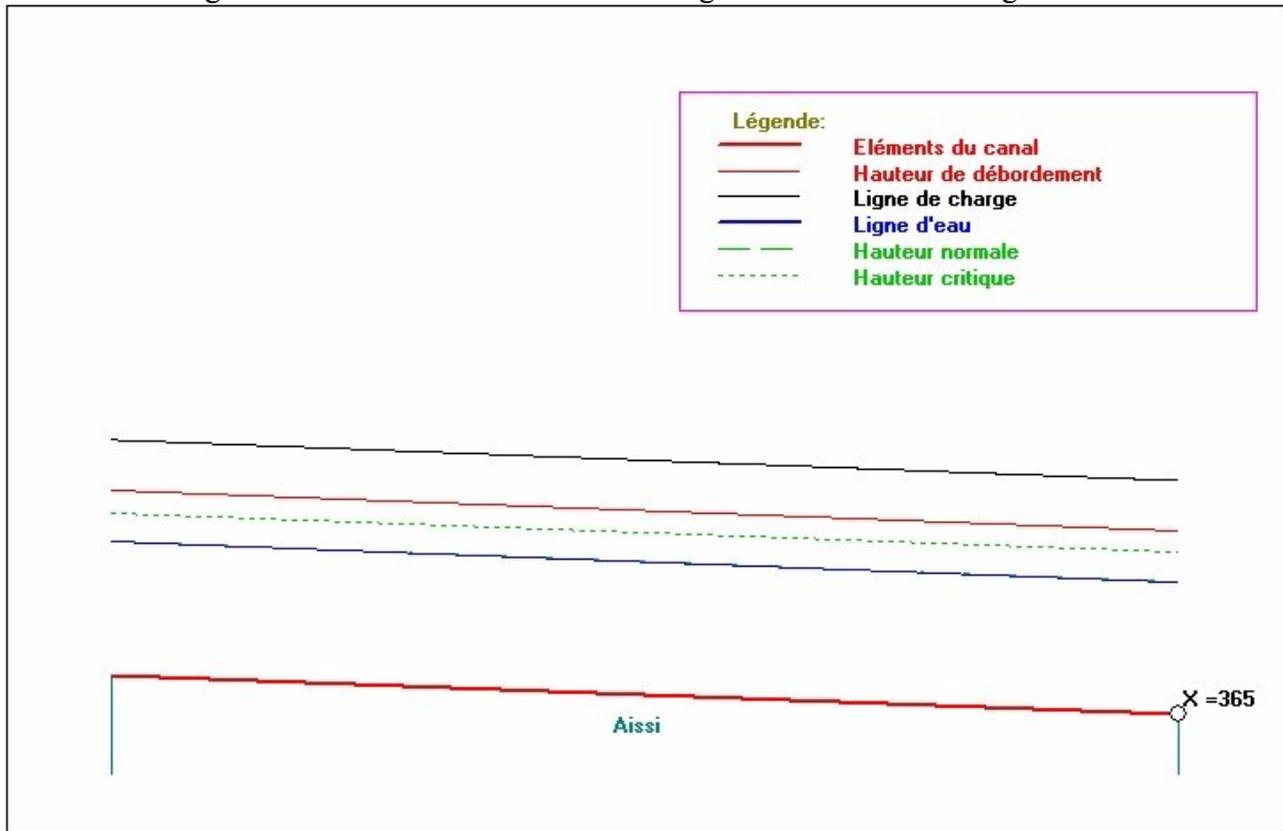


Figure VII.9 : Ligne d'eau dans le canal.

VII.4.2 Laminage de la crue de chantier

Avant de procéder aux calculs du laminage, on mentionne que la galerie de dérivation fonctionne en deux phases :

La première est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie. L'écoulement est donc à surface libre et la loi de débit est donnée par :

$$Q = SC\sqrt{RI} \tag{VII.17}$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Section mouillée $S = \frac{R^2}{2}(\theta_{rad} - \sin \theta^0).$

R : Rayon hydraulique, $R_{cr} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{rad}$

C : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$

Coefficient de rugosité, n= 0,015.

I: pente du tunnel, i =0,003

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

La deuxième phase est celle où le niveau d'eau dépasse le toit de la galerie, l'écoulement sera donc en charge et on a :

$$Q = u \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}$$

Où :

Q : débit évacué

$$S = \pi \frac{D^2}{4}$$

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 365m]

(inspiré de rapport partiel N°2 APD Taksebt, ANBT).

I : pente de la galerie [I = 0,003]

On a

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* coefficient de résistance singulière :

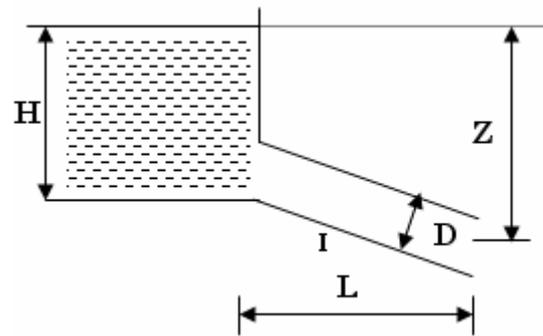
$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}} \quad \text{Donc :} \quad \sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

n = 0,01428 m^{-1/3}.s Rugosité de béton.

Tableau VII.6: Coefficient de débits.



D (m)	∑ξ _i	λ	λ.L/D	(1+∑ξ _i +λL/D) ^{0.5}	μ
1	1,5	0,025	9,304	3,436	0,291
2	1,5	0,020	3,692	2,488	0,402
3	1,5	0,018	2,150	2,156	0,464
4	1,5	0,016	1,465	1,991	0,502
5	1,5	0,015	1,088	1,894	0,528
6	1,5	0,014	0,853	1,831	0,546
7	1,5	0,013	0,695	1,787	0,559
8	1,5	0,013	0,581	1,755	0,570
9	1,5	0,012	0,497	1,731	0,578

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau VII.7: $Q = f(D)$.

Diamètre (m)	μ	S [m ²]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m ³ /s]
1	0,29	0,79	0,72	H+0,91	$0,72 \sqrt{Z}$
2	0,40	3,14	3,95	H+0,41	$3,95 \sqrt{Z}$
3	0,46	7,07	10,26	H-0,09	$10,26 \sqrt{Z}$
4	0,50	12,56	19,76	H-0,59	$19,76 \sqrt{Z}$
5	0,53	19,63	32,45	H-1,09	$32,45 \sqrt{Z}$
6	0,55	28,26	48,34	H-1,59	$48,34 \sqrt{Z}$
7	0,56	38,47	67,40	H-2,09	$67,40 \sqrt{Z}$
8	0,57	50,24	89,64	H-2,59	$89,64 \sqrt{Z}$
9	0,58	63,59	115,04	H-3,09	$115,04 \sqrt{Z}$

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volume d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 20% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité-hauteur (Fig. VII.3) on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VII.7).

Tableau VII.8: $H_{\text{dév}} = f(T)$

Temps(h)	Q_c (m ³ /s)	Q_{moy} (m ³ /s)	V (m ³)	$h_{\text{dév}}$
0	0,00	10	36000	0,89
1	20			
2	84	52	187200	2,18
		134,44	483984	3,58
3	184,8	285,13	1026468	5,26
4	385,45			
5	598,88	492,17	1771812	6,95
6	742	670,44	2413584	8,13

$$D = 1 \text{ m} \quad Z = 8,13 + 0,91 \text{ (m).}$$

$$D = 3 \text{ m} \quad Z = 8,13 - 0,09 \text{ (m).}$$

$$D = 5 \text{ m} \quad Z = 8,13 - 1,09 \text{ (m).}$$

$$D = 7 \text{ m} \quad Z = 8,13 - 2,09 \text{ (m).}$$

$$D = 9 \text{ m} \quad Z = 8,13 - 3,09 \text{ (m).}$$

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VII.8

Tableau VII.9: Résultats du laminage.

D (m)	1	3	5	7	9
H (m)	9,04	8,04	7,04	6,04	5,04
Q (m ³ /s)	2,16	29,09	86,1	165,65	258,26

VII.4.3 Le batardeau

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

a- Calcul de la revanche du batardeau :

La hauteur des vagues H_v est estimée à l'aide des formules suivantes :

Formule de Stevenson :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{VII.18})$$

$$H_v = 0,75 + 0,34 F^{0,5} - 0,26 F^{0,25}$$

F: le fetch $F = 1,4 \text{ km}$

V = vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1,5 + 2 H_v$ (Formule de Gaillard).

On aura :

$$H_v = 0,9 \text{ m. } V = 3,3 \text{ m/s}$$

Donc **R=1.23m.**

Formule de Mallet-Paquant :

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{VII.19})$$

Avec : hauteur des vagues (m). $H_v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} \sqrt{F}$

$$H_v = 0,9 \text{ m.}$$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s) $v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v$

$$V = 2,1 \text{ m/s}$$

S : marge de sécurité, on prend $S = 0,5$.

Donc **R=1.13m.**

Formule de simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (\text{VII.20})$$

Donc **R= 1.36m**

Commentaire :

Pour les mesures, on prend la valeur **R=1.4m** comme revanche.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)..... (1)

Formule de PREECE : $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m).....(2)

Formule simplifiée : $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)..... (3)

Tableau VII.10: Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

D (m)	H _{bat} (m)	Largeur en crête b (m)			
		(1)	(2)	(3)	prise
1	11,84	5,33	4,55	4,87	4,92
3	10,84	5,07	4,38	4,61	4,67
5	9,84	4,79	4,20	4,33	4,44
7	8,84	4,50	4,00	4,03	4,18
9	7,84	4,19	3,79	3,70	3,90

VII.4.4 Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracer la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

➤ **Hypothèses de calcul**

Écoulement uniforme ;

Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

Tableau VII.11: Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2/4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_0 = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_0$ (m NGA)

Tableau VII.12: Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs				
			1	3	5	7	9
Paramètres hydrauliques	1	D [m]					
	2	A [m ²]	0,785	7,065	19,625	38,465	63,585
	3	h0 [m]	0,7	2,1	3,5	4,9	6,3
	4	A1	0,58	5,22	14,52	28,46	47,05
	5	Rh [m]	0,3	0,9	1,5	2,1	2,7
	6	C	54,55	65,51	71,33	75,44	78,67
	7	V [m/s]	3,72	5,56	5,93	5,82	5,49
	8	i	0,0155	0,0055	0,0046	0,0028	0,0022
	9	h1 [m]	5,65	2,01	1,68	1,03	0,80
	10	Zent [m]	0,87	1,95	2,21	2,13	1,90
	11	Z0 [m]	6,52	3,95	3,89	3,17	2,70
	12	Nam [mNGA]	100,52	97,95	97,89	97,17	96,70
	13	N1 [mNGA]	99,65	96,01	95,68	95,03	94,80
	14	Cs [mNGA]	98,95	93,91	92,18	90,13	88,50

VII.4.4.1 Calcul du coût du batardeau

Les coûts des batardeaux pour les différents diamètres sont donnés ci-dessous.
Le prix de 1m³ est estimé à 500 DA.

Tableau VII.13 : coûts de batardeau.

N°	Désignation	Valeurs				
		1	3	5	7	9
1	Diamètre D(m)					
2	Hauteur du batardeau (m)	10,44	9,44	8,44	7,44	6,44
3	Section transversale (m ²)	358,30	295,66	239,02	188,38	143,74
4	Longueur moyenne (m)	30	27,44	25,32	23,21	23,02
5	Volume du batardeau (m ³)	10749,02	8112,93	6052,01	4372,32	3308,91
6	coût du batardeau (10 ⁶ DA)	40,84	32,71	25,47	19,14	13,69

VII.4.4.2 Calcul du coût du tunnel

On a :

$$S = \frac{\pi(D+2e)^2}{4} - \frac{\pi D^2}{4} \quad e : \text{épaisseur du béton} : (0.5 \text{ m})$$

Les coûts du tunnel pour différents diamètres sont donnés dans le tableau suivant.
Le prix de 1m^3 de béton est estimé à 3000 DA.

Tableau II.14: Le coût de bétonnage (tunnel).

D (m)	S (m ²)	Volume (m ³)	Coût 10 ⁶ DA
1	2,355	859,58	376,494
3	5,495	2005,7	878,486
5	8,635	3151,8	1380,477
7	11,775	4297,9	1882,469
9	14,915	5444	2384,461

VII.4.4.3 Calcul du volume des excavations

On a :

$$Ve = (D + R)^2 \frac{\pi}{4} L \quad \text{Avec :}$$

L : Longueur du tunnel.

D : Diamètre du tunnel

R : Réserve d'excavation pour le bétonnage R = 0.5 m

S : Section excavée.

Le prix d'excavation de 1m^3 est estimé à 3000 DA.

Tableau VII.15: Le coût des excavations (tunnel).

Diamètre (m)	Surface (m ²)	Volume des excavations (m ³)	Coût 10 ⁶ DA
1	1,77	644,68	1,93
3	9,62	3509,93	10,53
5	23,75	8667,38	26,00
7	44,16	16117,03	48,35
9	70,85	25858,88	77,58

Tableau VII.16: Le coût total de tunnel (bétonnage + excavation).

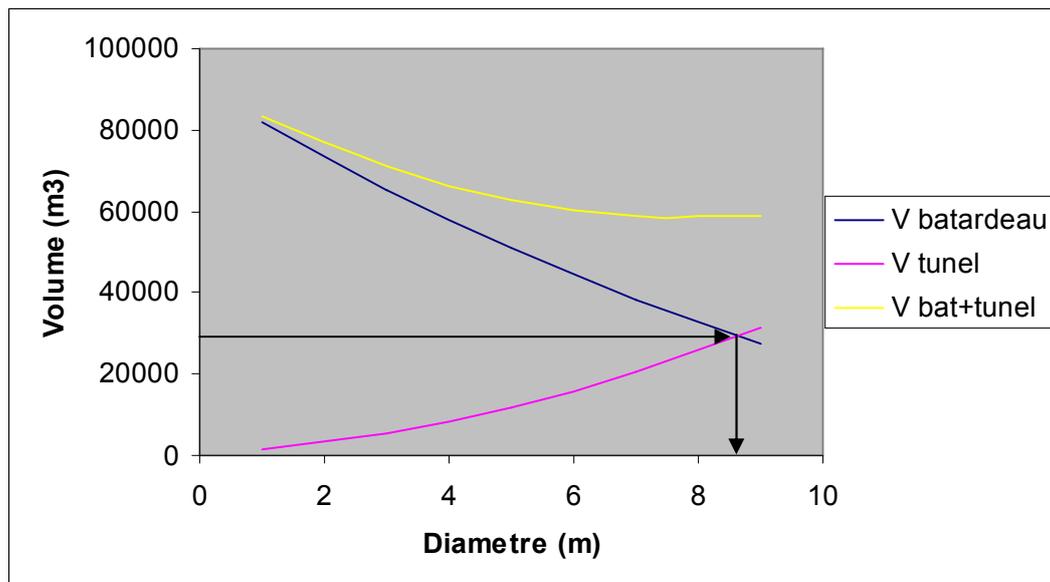
D (m)	1	3	5	7	9
Coût (10 ⁶ DA)	378,43	889,02	1406,48	1930,82	2462,04

Tableau VII.17: Le coût total (tunnel + batardeau).

D (m)	1	3	5	7	9
Coût (10 ⁶ DA)	419,27	921,72	1431,95	1949,96	2475,74

VII.5 Courbe d'optimisation

Pour déterminer le diamètre optimum de la galerai, il est évidant de passer par une courbe d'optimisation.

**Figure VI.10 :** Courbe d'optimisation.

D'après la courbe d'optimisation, l'évacuation de la crue de projet peut être envisagée par une galerai dont le diamètre est de 8,42m

VII.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a vu le procédé de dimensionnement de la galerai de dérivation provisoire du barrage de Taksebt wilaya de Tizi Ouzou.

Le diamètre de la galerai retenu est égale à 8,42 m ce qui vérifie bien le fonctionnement de la galerai de dérivation existante (D=9m) (source : rapport partiel N°2, APD Taksebt. ANBT, 1988), et qui est utilisée actuellement comme vidange de fond.

Le dimensionnement de la galerai de dérivation repose bien sur le choix de la crue de projet, pour notre étude, on a utilisé la méthode d'extrapolation de la courbe de tarage avec les réseaux de neurones artificiels qui nous a donnée de bons résultats.

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail a permis de faire le point sur la mesure du débit des Oueds du nord Algérien en utilisant les réseaux de neurones artificiels.

Tout au long des chapitres de ce mémoire, nous avons essayé de montrer l'importance de la relation « hauteur-débit » dans la construction des hydrogrammes de crues et estimer les grands débits dans les Oueds.

La relation "hauteur-débit" dépend du temps et le plus souvent elle présente des fluctuations aléatoires, donc ce rapport n'est pas toujours unique.

Afin de bien comprendre de cette relation dans les cours d'eau naturels, nous étions amenés à suivre les étapes ci-dessous :

- Présenter les méthodes de la mesure environnementale y' compris la mesure de la hauteur et le débit qui était le sujet de cette étude ;
- Construire les courbes de tarage ;
- Appliquer les modèles classiques (puissance, polynomiale, exponentiel) ;
- Appliquer un modèle numérique (réseaux des neurones artificiels) ;
- Elaborer des modèles statistiques basés sur la régression linéaire multiple.

La comparaison entre les résultats trouvés avec ces modèles indique que la méthode des réseaux de neurones artificiels (RNA) à rétropropagation donne une meilleure extrapolation des débits par rapport aux autres méthodes.

Ce type de modèle peut être utilisé comme outil pour l'extrapolation de la courbe de tarage en estimant les bons débits, afin d'assurer au maximum le fonctionnement des aménagements hydrauliques et éviter des pertes, économiques en cas d'un surdimensionnement, ou humaines en cas d'un sous-dimensionnement.

Enfin, nous espérons, que cette étude fera l'objet d'autres travaux qui vont servir à améliorer l'estimation de débits des Oueds, afin de mieux comprendre la relation " hauteur-débit " dans les Oueds.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Andre, H., 1976.** Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris : Eyrolles, 259 p.
- [2] **ANRH, 2009.** Données hydrométriques. Document interne. Blida.
- [3] **Bhattacharya, A., Solomatine, D. P., 2005.** Application Neural networks and M5 model trees in modelling water level–discharge relationship, Neurocomputing. Elsevier, vol. 63, p. 381–396.
- [4] **Bois, P., 2000.** Hydrologie Générale. INP Grenoble.
- [5] **Bois, P., 2003.** Hydraulique des écoulements en rivière - Hydrométrie. Technical report, INP Grenoble.
- [6] **Coulibaly, P., Anctil, F., Bobée, B., 1999.** Préviation hydrologique par réseaux de neurones artificiels : état de l'art, Can. J. Civ. Eng. CNRC Canada, vol. 26, p. 293–304.
- [7] **CUNGE, J. A.,** Modèles mathématiques en hydraulique et en hydrologie. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C 180-1.
- [8] **Djaroud, M. (1995)** Etude de l'évacuateur de crue du barrage de Taksebt Wilaya de Tizi Ouzou. Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. Algérie.
- [9] **Djaroud, M. (2001)** Etude numérique des écoulements turbulents des évacuateurs des crues en marches d'escalier. Thèse de magister, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. Algérie.
- [10] **Graf, W., Altinakar, M. S., 1993.** Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [11] **Hauet, A., 2006.** Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- [12] **Le-Huy, H., 1998.** Introduction à MATLAB et Simulink, Département de génie électrique et de génie informatique, université Laval Québec, Canada.
- [13] **Leonard, J., Mietton, M., Najib, H., Gourbesville, P., 2000.** Rating curve modelling with Manning's equation to manage instability and improve extrapolation, journal des sciences hydrologiques. Vol. 45, n° 5, p. 739-750.
- [14] **Leray, P.** Quelques types de réseaux de neurones La retropropagation, laboratoire Perception. Système. Information. Université et INSA de Rouen.
- [15] **Mussy, A.,** Cours d'hydrologie générale. Lausanne : disponible sur le site du laboratoire d'hydrologie et d'aménagement de l'école polytechnique de Lausanne, <http://hydram.epfl.ch/e-drologie/>.

[16] **Musy, A., Higy, C., 1998.** Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[17] **NOUVELOT, 1993.**Hydrology and the river environment. Oxford : Clarendon Press, 1993

[18] **Riad, S., Mania, J., Bouchaou, L. et Najjar, Y., (2003).** Modélisation de la relation pluie-débit par les réseaux de neurones artificiels (RNA ou ANN) : Application a un bassin versant en zone semi-aride (Maroc). Colloque international sur l'Hydrologie des régions méditerranéennes et semi-arides. Montpellier, France.

[19] **Riad, S., 2003.** Typologie et analyse hydrologique des eaux superficielles à partir de quelques bassins versants représentatifs du Maroc. Thèse de Doctorat Univ. Sci. Et Tech de Lille et Univ. Ibnou Zohr d'Agadir.

[20] **Touaïbia, B.,** Manuel pratique d'hydrologie. P. 92-102.

[21] **Zeroual, A. (2009)** Contribution à la modélisation des courbes de tarage : Cas du bassin versant Côtier Algérois. Thèse de magister, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. Algérie.