

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

INTERET DE LA MODELISATION DES HYDROGRAMMES
DE CRUES DANS LA PROTECTION CONTRE
LES INONDATIONS
CAS DE QUELQUES OUEDS DU NORD ALGERIEN

Présenté par :
M^r TOUATI ABDELOUAHEB

Promoteur :
M^r A. AMMARI

Devant le jury composé de :

Président :
M^r M. HASSANE

Examineurs :
M^r M. BOUZIANE
M^r A. HADJ SADOK
M^{me} A. ADDOU
M^{me} L. CHENINI

Juin 2010

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma défunte mère que dieu l'accueille dans son vaste paradis

Mon cher père,

Mes chers frères et mes chères sœurs,

Ainsi qu'à toute ma famille et mes amis.

Touati Abdelouahed

REMERCIEMENTS

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

Je tiens en premier lieu à remercier chaleureusement, vivement mon promoteur Monsieur Abdelhadi AMMARI, Maître Assistant Chargé de Cours 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.

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur Ayoub ZEROUAL, magister en génie de l'eau à l'ENSH de Blida, pour la qualité de sa collaboration, son aide constante et pour la façon efficace et amicale avec laquelle il a suivi ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres de jury de m'avoir honoré en acceptant d'être examinateurs de ce travail.

Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (A.N.R.H) de Blida, pour nous avoir fourni les données nécessaires, en particulier M^f RAHMANI Mohamed, Ingénieur à l'A.N.R.H.

Je voudrais remercier tous mes amis qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et spécialement Mahmoud KERMACHE Essaid MANSOURI Diab GUERCHOUCHE et Hichem KHEDDAR.

A. TOUATI

ملخص

إن تحديد كمية التدفق القصوى لمنحنيات الفيض يعتبر مشكلا في الدراسات للحماية ضد الفيضانات و في هذا الإطار قمنا بتطبيق نموذج Muskingum على واديين هما سيياو و مازافران لتوقع منحني الفيض في الجهة السفلى من الوادي و ذلك استنادا إلى منحنى الفيض للجهة العليا. أيضا قمنا بتطبيق نموذج الشبكات العصبونية الاصطناعية لتوقع كمية التدفق القصوى لمنحنى الفيض في الجهة السفلى من الوادي. النتائج المحصل عليها بينت أهمية و فعالية هاذين النموذجين.

Résumé

La détermination des débits maximums des hydrogrammes des crues pose un problème dans l'étude de protection contre les inondations, de ce fait la méthode de Muskingum est appliquée sur deux oueds du nord Algérien pour la prévision l'hydrogramme aval toute en connaissant l'hydrogramme amont, aussi la méthode de réseaux de neurones artificiels a été appliquée sur oued Sebaou pour prévoir le débit max aval en fonction des caractéristiques de l'hydrogramme amont.

Les résultats montrent l'intérêt et la validité de ces deux approches.

Abstract

The determination of the maximum discharges of floods hydrographs poses a problem in the study of protection against the floods, in this fact the Muskingum method is applied on two oueds (Sebaou and Mazafran) in the Algerian north to forecast the downstream hydrographs knowing the upstream ones, also the artificial neural networks method was applied on Sebaou oued to predict the maximum downstream discharges according to the characteristics of upstream hydrographs.

The results show the interest and the validity of these two approaches

Introduction générale

La conception des ouvrages hydrauliques, la prévention des inondations et la gestion des réservoirs nécessitent une connaissance des écoulements aux sites où se posent ces problèmes de conception et de gestion.

L'estimation adéquate des événements hydrologiques extrêmes, telle que les crues, est primordiale en raison des risques importants associés à une connaissance insuffisante de ces événements. En effet, le tiers des ruptures des barrages est imputable aux submersions des structures causées, entre autres, par une sous estimation des débits de conception (ou crues de projet).

L'analyse des données hydrologiques est une approche privilégiée pour obtenir une bonne estimation des événements extrêmes, dans le cas où une information suffisante est disponible au site d'intérêt (estimation au site).

Cependant, en raison du coût important associé à la gestion des réseaux de mesure de données hydrométriques et de la grande étendue des territoires à couvrir, nous sommes souvent amenés à estimer des événements extrêmes dans des sites où l'on dispose de peu ou même d'aucune information hydrométriques.

Différentes techniques et procédures d'estimation ont été proposées et utilisées dans diverses régions du monde. Ces techniques, qui font l'objet de différents types d'hypothèses concernant les phénomènes modélisés s'appuient sur une variété de types de données.

Notre travail consiste à présenter deux approches pour contribuer à générer les hydrogrammes de crues et estimer les débits max sortant sur tronçon d'oued à partir des données historiques des crues.

Ces approches permettront d'une part avoir une donnée hydrométrique extrême fiable pour la conception d'ouvrage et d'autre part connaître le mode d'évolution des crues sur un même cours d'eau afin de prévenir en cas de risques d'inondation éminent.

**Notions générales sur
la problématique d'inondation**

Introduction

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national, mais également en Afrique et dans le monde entier. Au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, elles font environ 20 000 victimes par an. Certaines résultent de phénomènes qui se renouvellent chaque année comme la mousson, d'autres sont le fait de circonstances particulières (cyclones, typhons, orages violents).

L'Algérie est confrontée aux phénomènes des crues et des inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes; Seuls les séismes atteignent des bilans de dégâts humains et matériels aussi lourds.

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées par ces catastrophes.

L'élaboration d'une carte des zones inondables serait un outil précieux pour les planificateurs dans la définition des plans d'occupation des sols, la construction des ouvrages de protection et des systèmes de prévision et d'alerte de crues qui réduisent l'ampleur des dégâts provoqués par ces inondations.

En raison de pressions économiques, sociales, foncières ou encore politiques, les cours d'eau ont souvent été aménagés, couverts, déviés, augmentant ainsi la vulnérabilité des populations et des biens.

Pour remédier à cette situation, l'amélioration de la prévision et de la prévention des inondations reste l'outil essentiel de l'État. Une meilleure information des populations exposées et la diminution de la vulnérabilité des biens situés dans les zones inondables sont à privilégier. Cependant, si l'État et les communes ont des responsabilités dans ce domaine, chaque citoyen doit aussi contribuer à se protéger efficacement et diminuer sa propre vulnérabilité.

I. Risques majeurs – Inondations

I.1. Définitions

- Les différents types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq (05) grandes familles :
 - **Les risques naturels** : avalanche, feu de forêt, **inondation**, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique ;
 - **Les risques technologiques** : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
 - **Les risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses) sont des risques technologiques. On en fait cependant un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ;
 - **Les risques de la vie quotidienne** (accidents domestiques, accidents de la route...);
 - **Les risques liés aux conflits.**

Seules les trois premières catégories font partie de ce qu'on appelle le risque majeur.

Deux critères caractérisent le risque majeur :

- *Une faible fréquence* : L'homme et la société peuvent être d'autant plus enclins à l'ignorer que les catastrophes sont peu fréquentes ;
- *Une énorme gravité* : Nombreuses victimes, dommages importants aux biens et à l'environnement.

La définition qu'on peut tirer sur le risque majeur, «c'est la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, la menace dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre » Haroun TAZIEFF.

- L'inondation qui fait partie des risques les plus répandue, est une submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée ; elle correspond au débordement des eaux lors d'une crue. **Le débit** d'un cours d'eau en un point donné est la quantité d'eau (m^3) passant en ce point par seconde; il s'exprime en m^3/s . **Une crue** correspond à l'augmentation du débit (m^3/s) d'un cours d'eau, dépassant plusieurs fois le débit moyen : elle se traduit par une augmentation de la hauteur d'eau.

I.2. Connaissance du risque d'inondation :

Nous savons que le risque est la confrontation d'un aléa avec des enjeux.

Pour faire une connaissance de l'aléa on définira :

I.2.1.L'inondation :

Etymologie: Le mot *inondation* vient du latin: « inundatio » qui signifie submersion

Définition

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

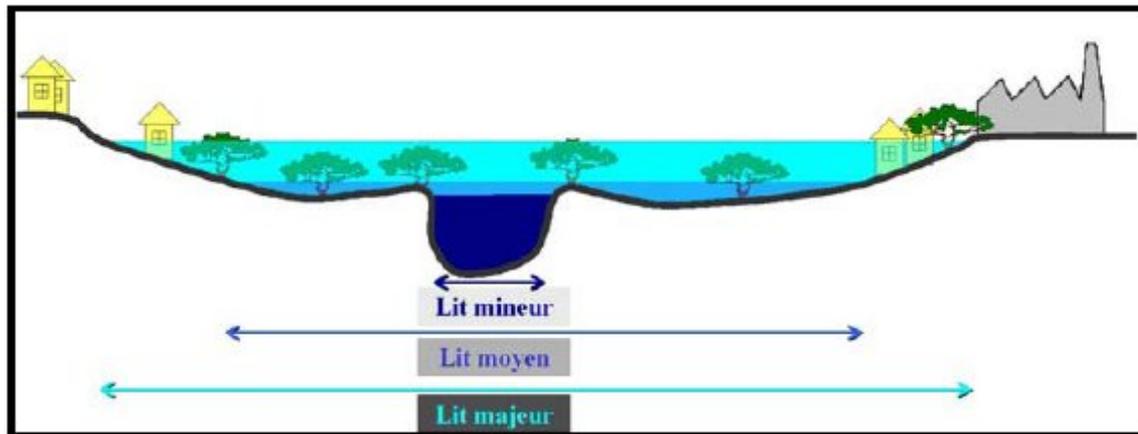


Figure I.1 : Niveau de crue au niveau des lits de l'oued

I.2.2.La crue

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue.

Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du *bassin versant* et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

I.3.Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

I.3.1. Lit d'un cours d'eau

Le lit d'un cours d'eau est, en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle s'écoule gravitairement un courant d'eau. De manière classique, Ce lit de la rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte on conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques.

On distingue le lit mineur limité par des berges, du lit majeur occupé temporairement par les eaux débordantes et le lit moyen qui est entre les deux lits cités.

a).Lit mineur : Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

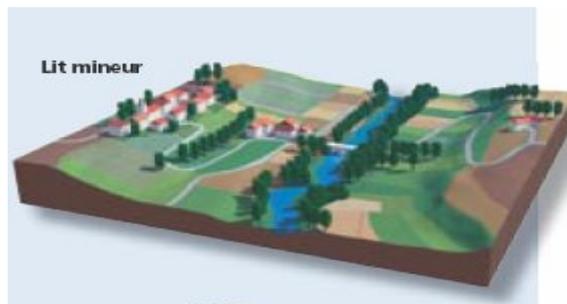


Figure I.2 : Lit mineur

b).Lit moyen : Sous certains climats, notamment méditerranéens, on peut identifier un lit moyen. Pour les crues de période de retour de 1 à 10 ans, l'inondation submerge les terres bordant la rivière et s'étend dans le lit moyen. Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la *ripisylve*, sur lequel s'écoulent les crues moyennes (cf chapitre sur la qualification de l'aléa).



Figure I.3 : Lit moyen

c).Lit majeur : Le lit majeur comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles.



Figure I.4 : Lit majeur

Remarque : Le lit majeur fait partie intégrante de la rivière. En s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même.

Et cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation. Il peut être scindé en deux zones :

- **une zone d'écoulement**, au voisinage du lit mineur, où le courant a une forte vitesse;
- . **une zone de stockage des eaux**, où la vitesse est faible. ce stockage est fondamental, car il permet le **laminage** de la crue, c'est.à.dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval.

I.3.2.Rive, berge

Rive et berge sont souvent confondues à tort. La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Sa localisation est donc assez précise. La rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

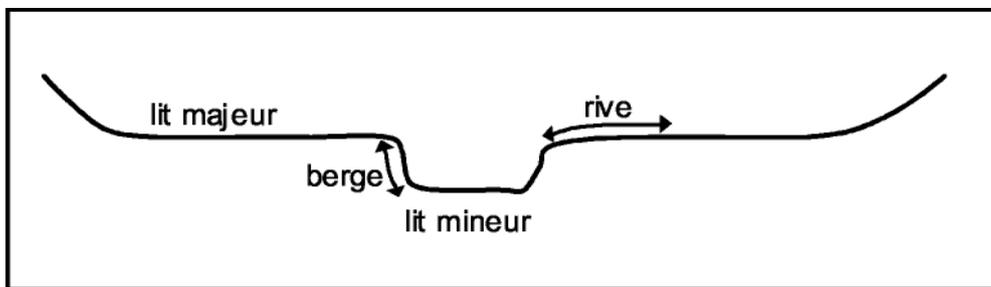


Figure I.5 : Représentation de termes géographiques usuels

I.3.3.Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être limitée à un cordon arboré étroit qui souligne le bord du lit mineur de la rivière ou bien elle est une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Cette forêt occupe tout ou partie du lit majeur. C'est un milieu inféodé à la rivière, particulièrement riche en terme de diversité floristique. Il comporte des strates herbacées souvent très diversifiées et des strates arbustives et arborescentes composées d'un nombre restreint d'espèces.

Les arbres qui poussent au pied de berge sont bien entendu plus fréquemment inondés que les autres. Cela leur confère une originalité. La poussée du courant peut les faire pencher vers l'aval. Les tourbillons provoqués par les débordements et la vitesse du courant les déracinent plus facilement. Ces deux raisons, blessures et arrachements, expliquent qu'en moyenne les arbres de pied de berge sont plus jeunes que les autres.

De leur côté, les arbres de haut de berge sont les plus exposés au vent et finalement ce sont les arbres qui poussent à mi.berge qui sont souvent le plus protégés.

1.3.4 .Alluvions et substratum

Une rivière coule généralement sur ses alluvions. Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Les alluvions recouvrent le substratum rocheux formé d'une roche dure ou bien d'une roche plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...). Le transport solide est le déplacement vers l'aval d'une partie des alluvions selon un processus de charriage ou de suspension. Si l'on considère l'ensemble du cours d'eau de sa source à la mer, il stocke à chaque instant un volume d'alluvions considérable comparé aux apports solides annuels. Bien que très mobile, ce recouvrement alluvial constitue une protection du substratum. En effet, si l'enfoncement du fond de lit dans ses alluvions est un phénomène de type réversible, l'érosion du substratum mis à nu est un mécanisme souvent extrêmement très lent, parfois rapide mais toujours irréversible .

1.3.5. Rôles de la ripisylvie sur la vie des cours d'eau

La ripisylvie joue plusieurs rôles importants:

- sur la faune et la flore ;
- sur le paysage ;
- sur la température de l'eau ;
- pour l'épuration des eaux (recyclage de l'azote) [8] ;
- sur l'écoulement des crues ;
- sur la tenue des berges.

Il est facile de comprendre que ces aspects sont pour l'essentiel très largement positifs. Mais, il faut aussi être conscient des inconvénients qu'ils peuvent présenter, en particulier pour les riverains:

- forte consommation d'espace pour une valeur économique assez faible (sauf si elle est limitée à un simple cordon) ;
- alimentation de la rivière en bois arrachés par les crues, susceptibles de créer des embâcles, d'obstruer les ponts et d'aggraver les crues localement ;
- apport de matière organique dû à la décomposition des feuilles ;
- consommation d'eau pouvant diminuer les débits d'étiage, mais l'ombrage réduit l'évaporation ;
- accessibilité pas toujours aisée pour les promeneurs ou les pêcheurs.

Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important. Lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit. D'où trois

conséquences de nature hydraulique

- localement une augmentation des débordements, ce qui ne constitue pas forcément une gêne tout au moins dans ce type de milieu ;
- une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant ;
- globalement, pour l'aval, un écrêtement des crues.

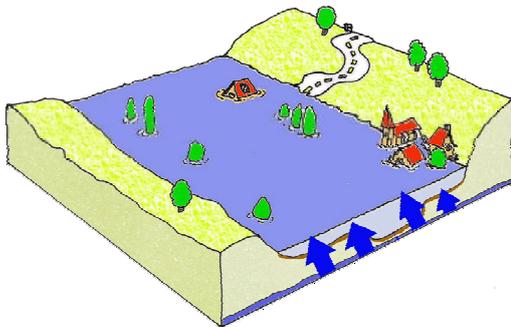
D'autre part la Ripisylve joue un rôle indirect sur les crues car les arbres arrachés se regroupent peu à peu sous forme d'embâcles qui provoquent des débordements localisés importants, surtout lorsqu'ils se produisent au niveau des ponts.

I.4 . Types d'inondation

I.4.1 .La montée lente des eaux en région de plaine

Les inondations de plaine se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue.

La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur. Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : on parle d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines.



- **Causede par une saturation des nappes phréatiques.**
- **Crue et décrue très lentes.**

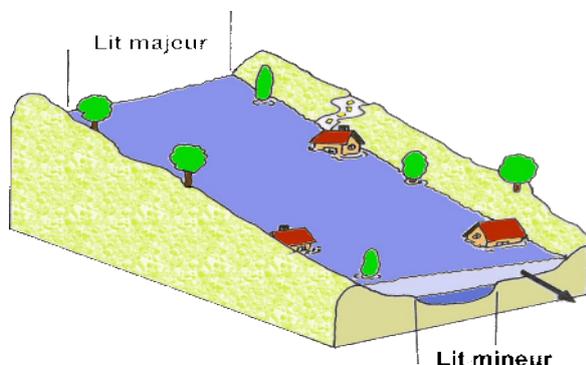
Figure I.6 : Les inondations de plaine par la montée de la nappe

On distingue 02 types de débordements dans l'inondation en région de la plaine

- **Par débordement direct :** Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur.
- **Par débordement indirect :** La rivière sort de son lit mineur lentement et peut inonder la plaine pendant une période relativement longue. Les eaux remontent (syphonage) par les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement, d'eaux pluviales.

I.4.2. La formation rapide de crues torrentielles

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes.



- **Crue très rapide sur un bassin versant à forte pente.**
- **Transport de matériaux, embâcles, transformation du lit.**

Figure I.7 : Les inondations des crues torrentielles

Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments et de flottants (bois morts, etc.), ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énorme vague pouvant être mortelle.

Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité

I.4.3. Le ruissellement pluvial en secteur urbain

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux.

Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines.

Il existe différents types de ruissellement :

- Le ruissellement diffus dont l'épaisseur est faible et dont les filets d'eau buttent et se divisent sur le moindre obstacle,
- Le ruissellement concentré organisé en rigoles ou ravines parallèles le long de la plus grande pente. Il commence à éroder et peut marquer temporairement sa trace sur le versant,
- Le ruissellement en nappe, plutôt fréquent sur les pentes faibles, occupe toute la surface du versant.



- **Causé par des épisodes orageux violents.**
- **Sur de petits bassins versants.**

Figure I.8 : Les inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain

Le ruissellement est d'autant plus important que les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus violentes. Mais il demeure un phénomène naturel que l'on ne peut pas empêcher. Malheureusement, l'intervention humaine est parfois source d'aggravation de ce phénomène.

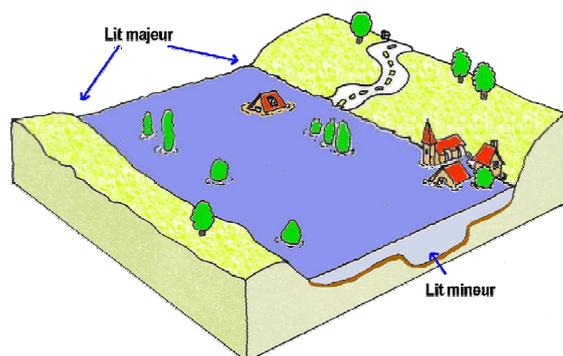
L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) et par les pratiques culturales limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.

La Genèse du ruissellement

Le ruissellement apparaît lorsque les eaux de pluie ne peuvent pas ou plus s'infiltrer dans le sol. Ce refus d'absorber les eaux apparaît soit lorsque l'intensité des pluies est supérieure à l'infiltrabilité de la surface du sol (ruissellement « hortonien »), soit lorsque la pluie arrive sur une surface partiellement ou totalement saturée par une nappe (ruissellement par saturation). On peut aussi observer une combinaison des deux phénomènes.

L'eau qui ruisselle va alors alimenter directement le thalweg en aval. Dès le début d'une averse, les sols peuvent s'humidifier par rétention d'une partie de la pluie qu'ils reçoivent. Lorsque le sol refuse l'infiltration, lors d'une averse, il y a stockage de l'eau dans les dépressions de surface du sol, ce qui se traduit par la formation de flaques avant la génération du ruissellement.

I.4.4. Par stagnation d'eaux pluviales Liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau d'eaux pluviales lors de pluies anormales.



- **Crue lente sur un bassin versant à faible pente.**
- **Délais d'annonce importants car montée lente et progressive.**

Figure I.9 : Les inondations par stagnation des eaux pluviales

I.4.5. Par submersion de zones littorales (ou lacustres) Liée à la présence de facteurs anormaux (fortes marées, marées de tempête, raz.de.marée).

I.4.6. Par dépressions tropicales et cyclones avec des précipitations pouvant atteindre jusqu'à 2 m/24 heures et conduisant à des crues soudaines et violentes.

I.4.7. Par rupture d'ouvrages (digues, barrages, levées) : Ces inondations comprennent également les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues) et les inondations dans les estuaires. Ces dernières résultent de la conjonction de la crue des fleuves, de fortes marées et de situations dépressionnaires (régime de tempête).

Un cas particulier : les laves torrentielles

Les laves torrentielles se forment dans le lit des torrents au cours d'une crue liquide, lorsqu'une grande quantité de matériaux meubles (éboulis, paquets de terre, etc.) y est mobilisable. Ces écoulements sont composés d'un pourcentage de matériaux solides supérieur à 50 %, de tailles variées, allant des matériaux fins jusqu'à de très gros blocs.

La lave torrentielle se comporte comme un fluide visqueux très dense, dans lequel les blocs paraissent flotter dans une pâte boueuse (mélange d'eau et de fines). Elle a un pouvoir destructeur plus important qu'une crue torrentielle de débit équivalent, en raison de sa densité élevée, de la vitesse de déplacement (plusieurs km / h selon la pente du torrent) et de la quantité de matériaux charriés. Les blocs transportés peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes.

Lorsque la lave torrentielle survient, l'écoulement liquide du torrent s'arrête. Alternent alors des successions de bouchons (embâcles) et de coulées boueuses (débâcles) qui déferlent dans le lit du torrent. Par ailleurs, en raison des quantités de matériaux transportés, le colmatage du lit du torrent peut s'accompagner de divagations dans les zones urbanisées de fond de vallée, qui occupent les cônes de déjection torrentiels.

I.5. Les causes d'Inondation

I.5.1. Causes directes

.Précipitations (crues d'averses en Algérie) : les plus fréquentes dans nos régions. Les crues sont dans ce cas liées à des averses exceptionnelles

Caractère exceptionnel de l'averse lié à :

- à leur durée
- Son intensité
- Sa répartition géographique (par exemple le long d'un cours d'eau)
- La répétition de plusieurs averses
- La combinaison de plusieurs des facteurs précédents

. **Fonte des neiges** exple :(Alpes et Pyrénées en France).

En fin d'hiver l'arrivée de front chauds (avec vent et pluie) => fusion rapide de la neige

Ecoulement sur un sol parfois gelé et sans végétation => crues

. **Crues d'embâcles** (obstruction du lit d'un cours d'eau par un amoncellement de glace) et de **débâcles** (Rupture des glaces d'un fleuve gelé) dans les régions subpolaires (Canada, Sibérie)

. **Accident** : ex : rupture accidentel de barrage "naturel" ou artificiel. Parfois cet accident est lui même lié à un autre phénomène exceptionnel (glissement de terrain, lié à des précipitations importantes, volcanisme, séisme...)

I.5.2. Causes indirectes (notamment bassins versant soumis à de "fréquentes crues")

. temps de concentration faible (temps de concentration T_c : temps mis par la particule d'eau la plus éloignée de l'exutoire pour l'atteindre);

. Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles);

. avec en parallèle saturation ou sécheresse (faible perméabilité) du sous.sol

. conjonction des crues de 2 affluents

I.6. L'influence des facteurs naturels

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue. Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant, sont déterminantes. Il peut s'agir de pluies répétées et prolongées de régime climatique de la région ou d'averses intenses de courte durée, qui touchent de petits bassins versants.

La nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous.sol ou le ruissellement influence fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également. Ainsi, pour une même quantité de pluie, une crue apparaîtra ou non.

À ces paramètres s'ajoutent des **facteurs naturels aggravants**, comme la fonte des neiges ou la formation et la rupture d'embâcles. Les matériaux flottants transportés par le courant peuvent en effet s'accumuler en amont des passages étroits. La rupture éventuelle de ces embâcles provoque une onde puissante et destructrice en aval. Concernant la fonte des neiges, il est rare en France que des crues importantes soient provoquées uniquement par ce phénomène, même s'il demeure un facteur aggravant.

I.7. Les principaux paramètres caractérisant l'aléa d'inondation

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour qualifier l'aléa inondation.

I.7.1. La période de retour de crues

La notion de période (ou temps) de retour est destinée à caractériser la fréquence d'apparition probable d'un phénomène.

Définition statistique du temps de retour : si p est la probabilité que le débit d'une rivière dépasse une valeur donnée au cours d'une année donnée, le temps de retour attaché à cet événement est défini comme l'inverse de cette probabilité,

$$T=1/P$$

Le temps de retour n'est donc qu'une autre façon d'exprimer, sous une forme qui se veut plus imagée, la probabilité d'un événement à un moment donné. Malgré son nom il ne fait référence à aucune notion de régularité ou de périodicité et peut même s'appliquer à des événements qui ne se sont pas produits et qui ne se produiront peut-être jamais à l'avenir. Citons à cet effet Maurice Pardé (Maurice Pardé, 1947, Fleuves et rivières, Armand Collin, Paris, 224 p.) : « L'intervalle des très grandes crues mérite une attention particulière. Pour aucun élément de l'Hydrologie, les moyennes ne sont plus difficiles à établir et plus trompeuses. Ces phénomènes peuvent fort bien se grouper au nombre de deux, trois ou quatre dans un temps inférieur à l'intervalle moyen, puis manquer pendant une période bien plus longue. Signalons comme bizarreries de ce genre les trois crues de la Loire en 1846, 1856 et 1866, presque doubles, au Bec d'Allier, de la plus forte survenue depuis lors... »

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millennale, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants.

On distingue par ordre croissant :

- . **Les crues fréquentes**, dont la période de retour est comprise entre un et deux ans ;
- . **Les crues moyennes**, dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans ;
- . **Les crues exceptionnelles**, dont la période de retour est de l'ordre de cent ans ;
- . **La crue maximale vraisemblable**, qui occupe l'intégralité du lit majeur.

Les événements les plus souvent représentés sur la carte d'aléa sont la crue décennale (Q10) et la crue centennale (Q100). L'aléa de référence servant de base à l'élaboration des documents réglementaires correspond à l'*événement centennal* ou au plus fort événement connu, s'il présente une fréquence supérieure à cent ans.

La période de retour est l'inverse de la probabilité d'occurrence du phénomène.

Un phénomène ayant une période de retour de cent ans (phénomène centennal) a une chance sur cent de se produire ou d'être dépassé chaque année. Cela est vérifié à condition de considérer une très longue période. Mais elle peut aussi, sur de courtes périodes (quelques années, parfois une seule), se répéter plusieurs fois.

Autrement dit, en vingt ans, un individu a une chance sur cinq de vivre la crue centennale.

I.7.2. La hauteur et la durée de submersion

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence.

La structure porteuse de l'habitation peut être endommagée et les sols et murs gorgés d'eau.

Lorsque la durée de submersion est importante (supérieure à 24 h voire 48 h), des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent sale, contaminée par les égouts ou parfois le mazout échappé des cuves.

Pour l'homme, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. À titre d'exemple, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau.

I.7.3. La vitesse du courant

La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité. Elle peut atteindre plusieurs mètres par seconde. La dangerosité de l'écoulement dépend du couple hauteur / vitesse. À titre d'exemple, à partir de 0,50 m / s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau ou d'être blessé par des objets charriés à vive allure.

I.7.4. Le volume de matière transportée

Ce volume est communément appelé « *transport solide* ». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs, etc.) se trouvant dans les cours d'eau, et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant.

Le terme de transport solide ne comprend pas le transport des flottants (bois morts...). Chacun des trois derniers paramètres a plus ou moins d'importance selon les caractéristiques morphodynamiques de la rivière.

Par exemple, l'aléa inondation d'une rivière, dont la pente en long est faible (inférieure à 0,1 %) sera surtout caractérisé par la hauteur et la durée de submersion. L'aléa inondation d'une rivière torrentielle sera essentiellement caractérisé par une vitesse élevée du courant et un fort transport solide.

I.8. Processus conduisant aux crues et aux inondations

Comprendre le processus à l'origine des crues et des inondations suppose d'analyser les différents Facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

I.8.1. L'eau mobilisable : fonte des neiges ou de glaces associées ou non à des pluies ; pluies répétées et prolongées de régime océanique, qui affecteront par exemple les grands bassins; averses courtes mais intenses qui toucheront l'ensemble des bassins versants.

I.8.2. Le ruissellement : il correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol et de son occupation de surface.

I.8.3. Le temps de concentration : il est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau parvienne jusqu'à l'exutoire (point le plus en aval d'un réseau hydrographique, où passent toutes les eaux de ruissellement drainées par le bassin). Ce temps dépend du bassin versant, de la topographie et de l'occupation des sols.

I.8.4. La propagation de la crue : est fonction de l'axe drainant c'est-à-dire du champ d'écoulement des eaux et du coefficient de la pente.

En relation directe avec la formation et l'augmentation des débits de cours d'eau sont pointés du doigt les facteurs aggravants. En effet, les préoccupations actuelles des spécialistes résultent de l'accroissement des risques.

Il est notamment indéniable que la présence de l'homme constitue l'un des principaux facteurs aggravants dans ce processus de formation. D'une part, sa présence constitue le risque en exposant des personnes et des biens et d'autre part, elle aggrave l'aléa en modifiant les conditions d'écoulement de l'eau.

I.9. Facteurs aggravants le phénomène d'inondation

Sur les bassins versants et dans les zones de stockage : déboisement, modification des écoulements agricoles, suppression des haies, imperméabilisation des sols (routes, parkings...): tout ce qui empêche le laminage de la crue ou la pénétration des eaux dans le sol.

Dans les zones d'écoulement : constructions, obstacles à la circulation des eaux... : tout ce qui contrarie l'écoulement.

· L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables

L'urbanisation récente s'est faite en grande partie dans des secteurs attractifs, souvent sans tenir compte de leur vulnérabilité. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie, le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées.

· **La diminution des champs d'expansion des crues** : consécutive à l'urbanisation et aggravée par l'édification de digues ou remblais. La conséquence en est une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.

· **L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau** : sans respecter leur fonctionnement global. Ainsi beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel.

· **La formation et la rupture d'embâcles** : les matériaux flottants transportés par le courant s'accumulent en amont des passages étroits. La rupture éventuelle de ces embâcles provoque une onde puissante et dangereuse en aval.

· **La défaillance des dispositifs de protection**. Le rôle des dispositifs de protection (digues, déversoirs) est limité. Leur utilisation peut parfois exposer davantage la plaine alluviale que si elle n'était pas protégée.

· **L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants** : Le bassin versant constitue l'aire géographique d'alimentation du cours d'eau. Toute modification qui empêche le laminage de la crue ou la pénétration des eaux dans le sol favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux pouvant ainsi contribuer à aggraver les crues. Le déboisement, la suppression des haies, l'imperméabilisation des sols (routes, parkings, ...) sont des facteurs qui contrarient le laminage de la crue et la pénétration de l'eau dans le sol.

I.10. Les enjeux et les conséquences

Elles affectent les personnes, les communications, les biens et les activités mais aussi le milieu naturel.

La mise en danger des personnes survient surtout lorsque les délais d'alerte et d'évacuation sont trop courts ou inexistantes pour des crues rapides ou torrentielles sans exclure les crues de plaines . généralement étudiées et contrôlées par un service d'annonce de crues.

Dans les espaces urbanisés ou touristiques (campings au bord des rivières) la population exposée peut être très importante. Le danger se traduit par le risque d'être emporté ou noyé mais aussi par l'isolement sur des îlots coupés de tout accès. On considère

généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 1 mètre ou des vitesses de plus de 0,50 m/s sont dangereuses pour l'homme. À ces risques, s'ajoutent l'électrocution, les blessures et traumatismes multiples dont les séquelles psychologiques.

L'interruption des communications se manifeste par la coupure des routes et des voies ferrées, la perturbation des réseaux enterrés ou de surface. La conséquence directe la plus grave est la difficulté d'intervention des secours.

Les dommages aux biens et aux activités revêtent différentes formes. Ils touchent essentiellement les biens mobiliers et immobiliers. À côté des dommages évidents (habitat, pertes agricoles, machines endommagées), d'autres sont souvent peu connus (infrastructures d'équipement, impossibilité d'être ravitaillé, chômage technique, perte d'activité). On estime ainsi que les dommages indirects sont en réalité supérieurs aux dommages directs.

Mais aussi les activités agricoles sont généralement les plus touchées, par l'endommagement des machines, des ouvrages, les pertes agricoles, l'impossibilité d'être ravitaillé, le chômage technique, les moyens de transport perturbés, etc.

Les dégâts du milieu naturel dus à l'érosion et aux dépôts de matériaux, aux déplacements du lit ordinaire. Les phénomènes d'érosion, de charriage, de suspension de matériaux et d'alluvionnement participent à l'évolution du milieu naturel dans ces aspects positifs comme négatifs.

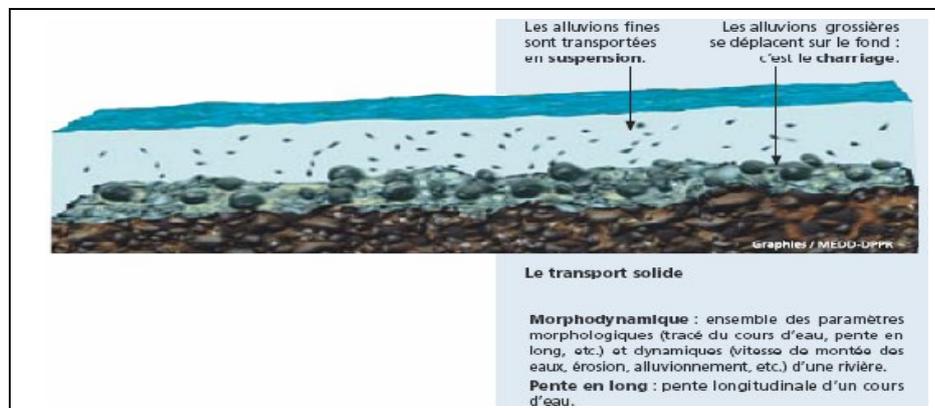


Figure I.10 : Erosion hydrique des sols

La zone de production, située à l'amont, a pour fonction principale de produire les sédiments que la rivière utilise pour bâtir son lit et façonner sa plaine alluviale. Elle constitue ainsi l'usine à graviers et elle regroupe l'ensemble des ravins, dérochers, torrents, éboulis et glissements de terrain qui entaillent les versants de nos montagnes. La zone de transport, qui prend le relais de la zone de production, peut être assimilée à un tapis roulant à mouvement saccadé qui véhicule les graviers vers la zone de dépôt. Ce tapis roulant ne se met en marche que pendant les crues dont l'intensité est suffisamment forte pour mettre en mouvement les

graviers. On en compte entre 5 et 10 par an en moyenne dans les régions méditerranéennes. Ce mouvement discontinu explique la formation des bancs de graviers dans la zone de transport. Enfin, la zone de dépôt, située sur le cours inférieur, a pour fonction principale de stocker les sédiments transportés par le tapis roulant. Cette partition en trois zones nous conduit à adopter une vision globale du fonctionnement de la rivière, indispensable pour comprendre les éventuels dysfonctionnements et agir en conséquence.

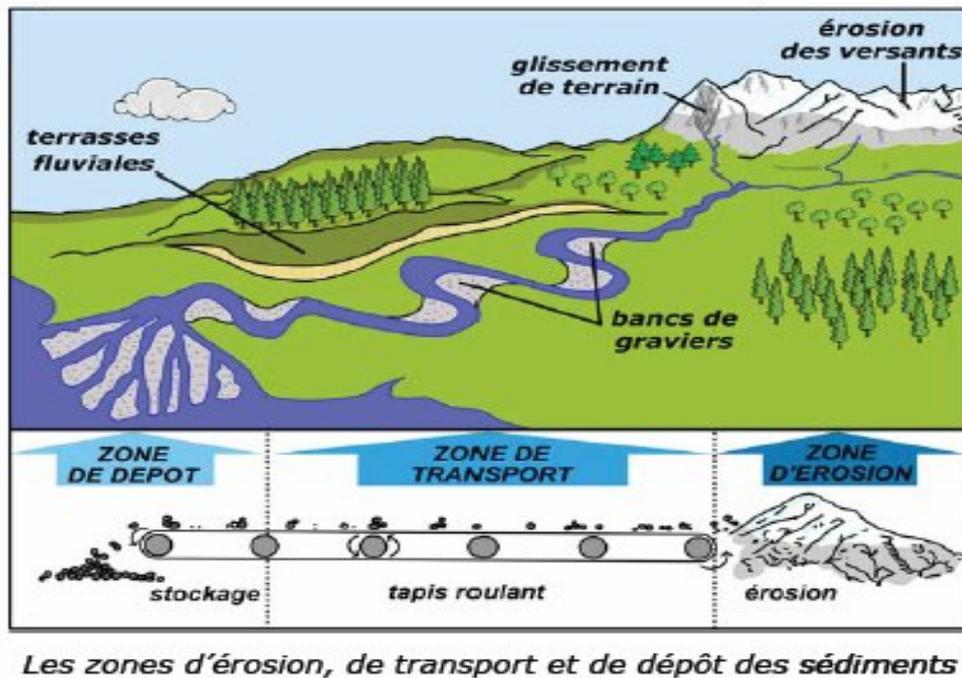


Figure I.11 : Mécanisme du transport solide

Risque de pollution diverse : Effets sur l'environnement Endommagement, voire destruction de la flore et de la faune, pollutions diverses (poissons morts, déchets toxiques...), pouvant aller jusqu'au déclenchement d'accidents technologiques.

Le coût financier : Les risques d'inondations représentent environ 80 % du coût des dommages imputables aux risques naturels.

Conclusion

Ce chapitre nous mène vers mettre la lumière sur les risques que représente les inondations et l'importance de maîtriser et gérer ces problèmes dans le chapitre suivants on présente des chiffres significatifs sur l'ampleur des inondations on Algérie.

Figure I.1 : Niveau de crue au niveau des lits de l' oued	3
Figure I.2 : Lit mineur	4
Figure I.3 : Lit moyen	4
Figure I.4 : Lit majeur	4
Figure I.5 : Représentation de termes géographiques usuels	5
Figure I.6 : Les inondations de plaine par la montée de la nappe	7
Figure I.7 : Les inondations des crues torrentielles	8
Figure I.8 : Les inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain	9
Figure I.9 : Les inondations par stagnation des eaux pluviales	10
Figure I.10 : Erosion hydrique des sols	16
Figure I.11 : Mécanisme du transport solide	17

Ampleur de l'inondation en Algérie

Introduction

Les inondations figurent parmi les catastrophes naturelles des plus fréquentes et des plus dévastatrices en Algérie.

Touchant plusieurs régions atteignant parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale telles que: Les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'Est Algérien, les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et du **Sébaou**, les inondations de Décembre 1984 sur tout l'Est Algérien ou celles du 9 et 10 novembre 2001 sur la cote Algéroise (inondation a Bab El Oued).

Il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque, ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace et elle constitue une contrainte majeure pour le développement économique et social,

II.1. Présentation des bassins versant de l'Algérie

L'Algérie compte 17 bassins . versants (**FigII.1**). Les ressources en eau proviennent des eaux de surface et des eaux souterraines renouvelables et non renouvelables. Il est à noter que ces ressources sont très variables notamment celles qui proviennent des nappes tributaires des aléas climatiques. L'utilisation de l'eau est liée aux activités économiques. La connaissance des ressources en eau est la condition nécessaire pour une bonne gestion.

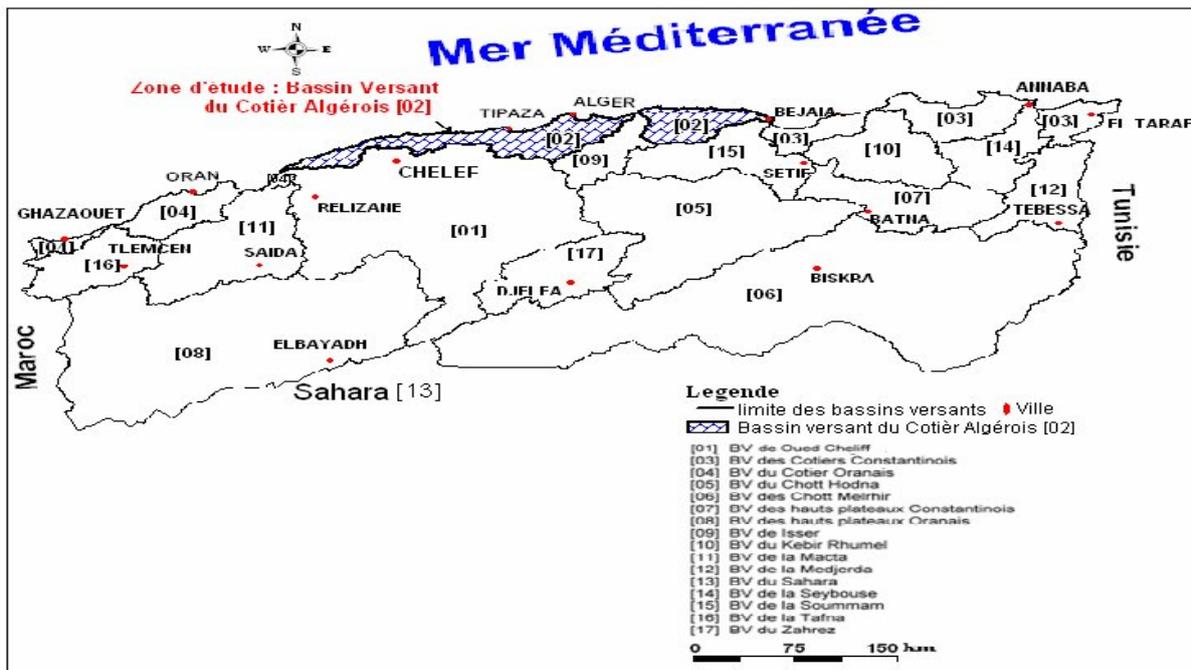


Figure II.1 Les bassins versants en Algérie,
(Les chiffres représentent les bassins et leurs noms géographiques)

II.2. Les données hydrologiques

L'Algérie septentrionale présente un climat semi-aride qui se caractérise par une forte irrégularité pluviométrique (**FigII.2**). D'une manière générale, les bassins versants sont semipermeables (ANRH, 1993). Ce qui donne sur le plan des régimes hydrologiques:

- Une extrême irrégularité saisonnière et interannuelle des écoulements qui est accentuée par de longues périodes de sécheresse;
- Des crues violentes et rapides;
- Une érosion intense et des transports solides importants.

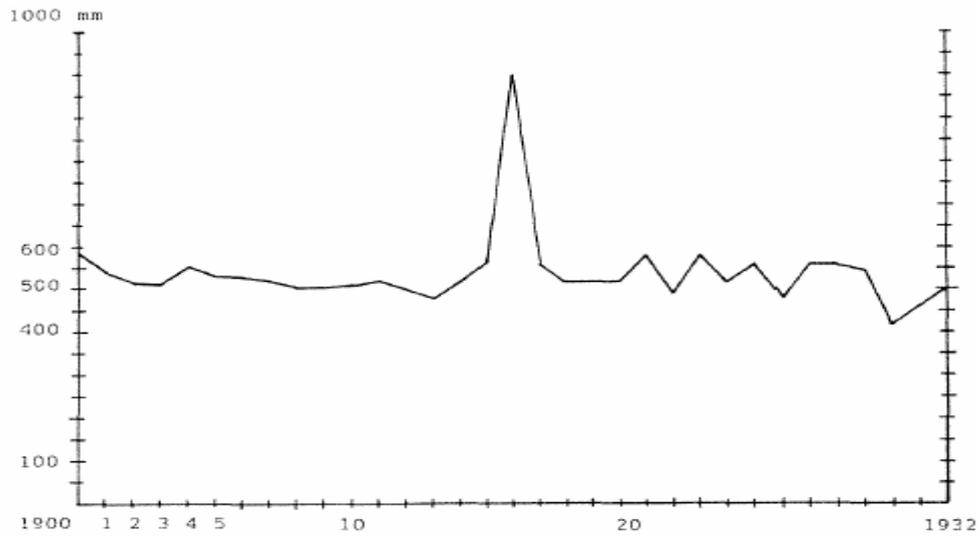


Figure II.2 Variation des précipitations annuelles nationales de 1900 à 1932.

Les bassins versants sont regroupés en trois zones (ANRH, 1993):

. Les bassins tributaires de la Méditerranée situés au nord de l'Algérie ont un apport moyen annuel estimé à 11 milliards de m³.

. Les bassins endorhéiques occupant les Hautes Plaines dont les eaux se perdent en grande partie par évaporation dans les chotts. L'écoulement annuel moyen est estimé à 700 hm³.

. Les bassins sahariens apportent en moyenne 650 hm³ par an. L'écart pluviométrique moyen montre un déficit accentué d'Est en Ouest (Alili, 1993) (Tableaux 1 et 2).

L'Est algérien est la partie la plus humide avec une moyenne pluviométrique de 530 mm/an. Le Centre occupe la seconde place avec 480 mm/an. Enfin, l'Ouest est plus sec avec une moyenne annuelle de 260 mm/an.

Tableau II.1 : Répartition des précipitations mensuelles nationales 1992.1993

Region	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août
Ouest												
(mm)	2.7	16.6	41.0	32.1	2.5	45.9	21.4	53.2	40.7	1.6	0.8	2.2
(%)	1.0	6.4	15.8	12.3	1.0	17.7	8.2	20.5	15.6	0.6	0.3	0.9
Centre												
(mm)	10.6	51.9	81.4	82.5	22.8	59.6	25.3	67.5	41.1	1.9	0.8	5.9
(%)	2.3	11.5	18.0	18.3	5.1	13.2	5.6	15.0	9.1	0.4	0.2	1.3
Est												
(mm)	19.1	37.3	92.6	132.3	48.7	40.4	38.3	27.1	48.7	6.4	4.0	1.8
(%)	3.8	7.5	18.7	26.6	9.8	8.1	7.7	5.5	9.8	1.3	0.8	0.4
Sud												
(mm)	10.8	0.3	17.3	10.1	2.3	24.5	21.1	3.5	9.2	13.2	2.7	7.9
(%)	8.8	0.2	14.1	8.2	1.9	20.0	17.2	2.8	7.5	10.8	2.2	6.5

Source: ANRH.

Tableau II.2 : *Ecart pluviométrique moyen*

Région	Ecart pluviométrique moyen
Est	-9%
Centre	-30%
Ouest	-43%

II.3. Le climat en Algérie : un climat peu favorable

Le climat algérien est un climat de transition entre le climat désertique. Il varie du type méditerranéen et semi.aride dans le nord au type désertique dans le Sahara.

- Pluviométrie

Le climat intervient par sa composante hydrique (pluviométrie), qui régit fortement le régime des eaux souterraines et superficielles. Du fait de son appartenance géographique à la zone aride et semi.aride, l'Algérie du Nord est soumise à des conditions hydro climatiques défavorables, caractérisées par :

- Des précipitations irrégulières, avec des variations interannuelles importantes
- . Des sols semiperméables et faible couverture végétale, favorisant le ruissellement et l'érosion

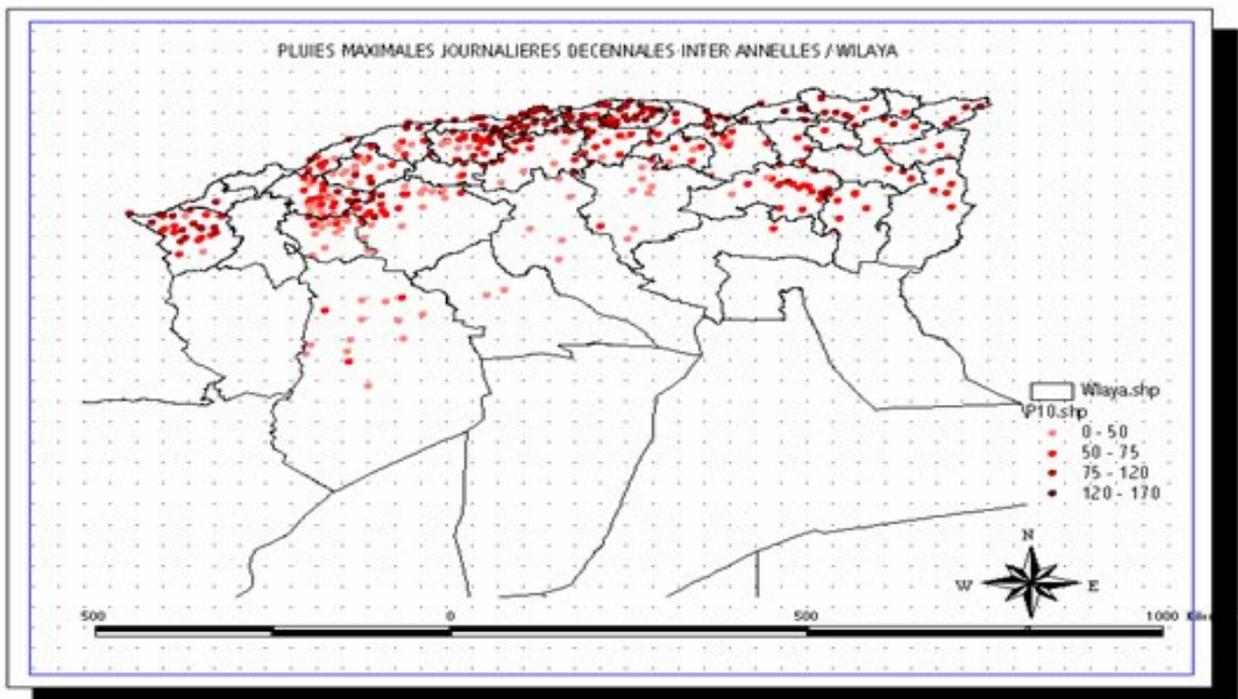


Figure II.3 Les pluies maximales journalières décennales interannuelles

- Des régimes hydrologiques dominés par :
 - ◆ une forte irrégularité saisonnière et interannuelle des écoulements,
 - ◆ la violence des crues,
 - ◆ l'importance de l'érosion et des transports solides, entraîne l'envasement des retenues des barrages.

La hauteur des précipitations passe de quelques mm dans le domaine côtier du Nord.Est, avec des écarts importants entre les régions Ouest et Est.

Le Tableau ci-dessous illustre les disparités régionales de la pluviométrie

Tableau II.3 : Distribution régionale de la pluviométrie moyenne (mm)

	Région Ouest	Région Centre	Région Est
Littoral	400	700	900
Atlas tellien	600	700.1000	800.1400
Hautes plaines	250	250	400
Atlas saharien	150	200	300.400
Sahara	20.150	20.150	20.150

Cette pluviométrie, très variable à travers le territoire, a imprimé les grands traits de la répartition régionale des ressources en eaux souterraines et superficielles et même des différentes zones a risque d'inondation.

II.4. Causes des crues catastrophiques en Algérie

Les précipitations caractérisées, en Algérie, par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entraînent des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et inversement des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérables.

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

Les causes fondamentales de la plupart des inondations sont l'arrivée d'importantes chutes de pluie mais les inondations des terres basses ou les destructions causées par les crues ne sont pas cependant toutes dues à des phénomènes hydrométéorologiques. En bien des occasions,

d'autres facteurs agissent, soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces de l'eau tels que la présence des détritiques et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit de l'oued.

D'une manière générale, les causes des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types:

1. Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes, orages violents) tels que les inondations de décembre 1957 des bassins du Mazafran et du Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de Mars 1973 sur l'est algérien, les inondations de Mars 1974 des bassins versants de l'Algerois et du Sebaou, les inondations de Décembre 1984 sur tout l'est Algérien et les inondation de 1997 du bassin de oued mekkera sidi bel Abbés et les inondations de 18 avril 2007 de Moulay Slissen etc...

2. Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme: la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les détritiques, sont autant de facteurs qui provoquent des dégâts lors des averses saisonnières; les cas de la ville de Tiaret inondée presque à chaque hiver et la plaine du Mزاب ou des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation.

3. Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des oueds (Bordj Bou Arréridj, Oued R'hiou, Sidi Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Medea).

Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types:

II.4.1. Les inondations engendrées par des crues torrentielles : appelées aussi: crues éclair et affectant les petits bassins versants de quelques dizaines de Km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne et en été.

Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent, les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des oueds passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 02 ou 03 heures seulement.

L'inondation de la ville de Oued R'hiou (le 20 octobre 1993) ou 20 minutes de pluies ont fait: 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus est l'exemple parfait de ce type de crues.

II.4.2. Les inondations des grands bassins versants : elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée qui peut atteindre 10 à 15 jours.

Les crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisibles sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents aval plus courts et plus rapides.

En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale entre les mois de Décembre et Mai.

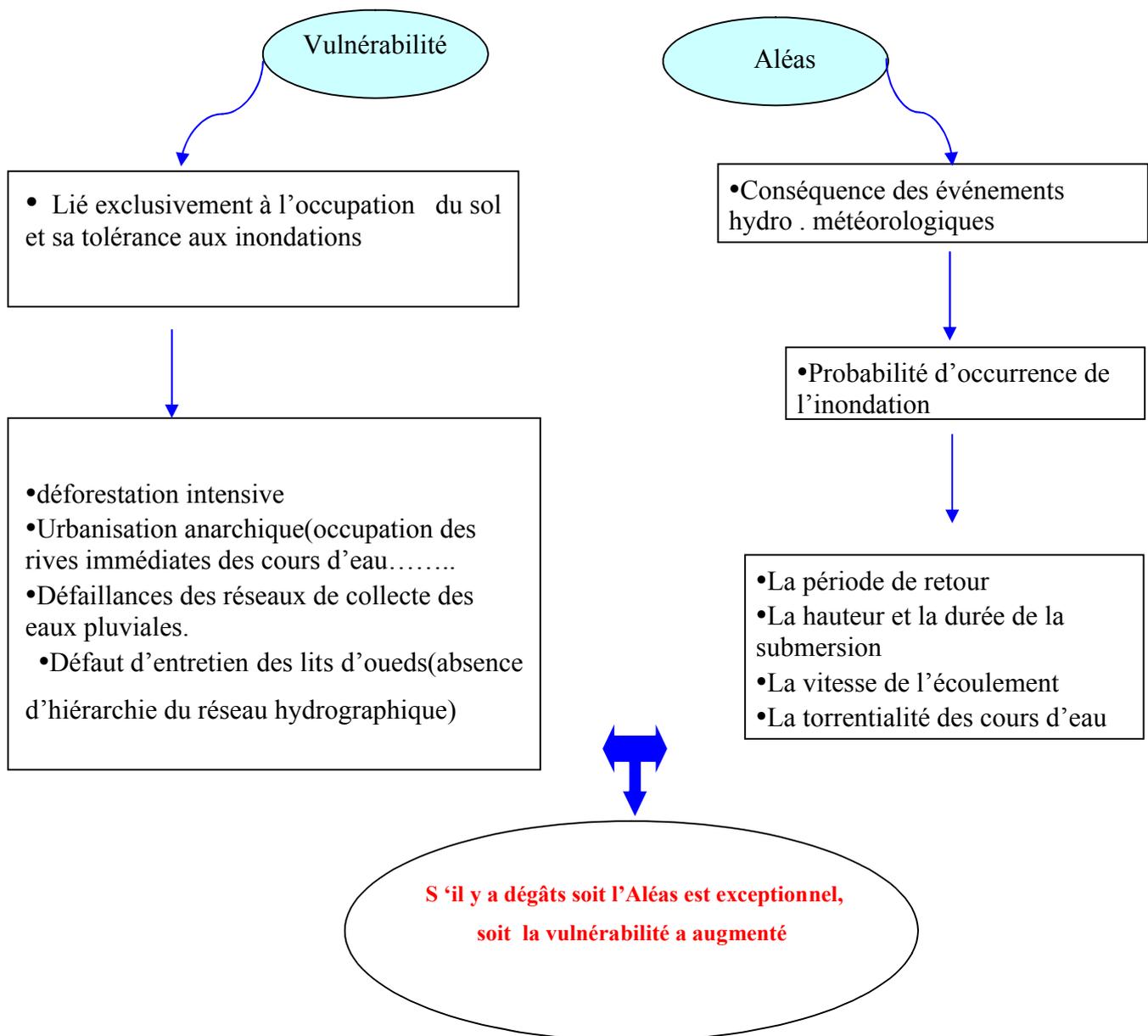


Figure II.4 : Schématisation de la vulnérabilité de l'aléa d'inondation en Algérie

II.5. Analyse des causes de la dégradation des ressources en sol en Algérie

Le sol qui est le support et le pourvoyeur des plantes en éléments fertilisants et en eau constitue un facteur vital dans tous les écosystèmes. Sa dégradation a un impact direct sur la production. L'inventaire et la cartographie des ressources en sols sont encore loin de couvrir tout le territoire national. En effet les études réalisées par l'A.N.R.H (agence nationale des ressources hydraulique) et d'autres organismes montrent que 7.864.032 ha ont été cartographiés à différentes échelles. La superficie des sols considérée apte à la mise en valeur hydro agricole (Tableauleau 1) sur la base de leurs propriétés physico.chimiques, ainsi que différents facteurs naturel (géomorphologie, topographie, climat...) est de 2.226.313 ha.

Tableau (II.4): Ressources en sols inventoriées (Source ANRH.2001)

N°	Bassins versant	Sup. Total (ha)	Sup. Irrigable (ha)
1	Chelliff	684 ,156	261,589
2	Côtier Algérois	188 ,301	132,632
3	Côtier Constantinois	127,343	85,646
4	Côtier Oranais	94,590	44,929
5	Chott Hodna	1, 176,636	489,241
6	Chott Melrher	788,645	225,796
7	Plateaux Constantinois	227,981	137,389
8	Plateaux Oranais	534,634	55,615
9	Isser	67,733	37,275
10	Kebir Rhummel	27,799	17,516
11	Mecta	287,810	143,589
12	Medjerda	112,717	64,534
13	Sahara	1, 060,789	136,755
14	Seybousse	178,097	101,490
15	Soummam	543,326	228,732
16	Tafna	41,541	27,845
17	Zahrez	296,576	35,742
	Total de la superficie irrigable (ha)		2, 226,313

Des études pédologiques et géomorphologiques montrent que les sols algériens sont vulnérables à l'érosion causée par la synergie de divers facteurs (climat, relief) et humain (surexploitation des terres).

II.5.1. L'érosion

L'action de l'érosion induite par le manque de couverture végétale explique la non évolution de certains sols algériens et leur pauvreté en matière organique. Ce décapage crée continuellement des sols jeunes alluviaux, colluviaux ou des sols minéraux bruts. L'érosion hydrique est d'abord liée au climat méditerranéen régnant sur le pays et caractérisé, entre autres, par la violence et l'irrégularité interannuelle et inter saisonnière du régime des pluies.

Le non.respect par l'homme des techniques culturales adaptées aux milieux fragiles (labours en courbe de niveau, emploi d'outils à dents...), ses actions de déforestation, le surpâturage, accentuent et accélèrent le processus érosif et le transport solide par le phénomène d'inondation.

A ce paramètre topographique s'ajoute la nature du substratum géologique tellien essentiellement formé de roches tendres et friables facilement érodables.

On considère que plus de 12 millions d'ha sont soumis à l'action de l'érosion hydrique.

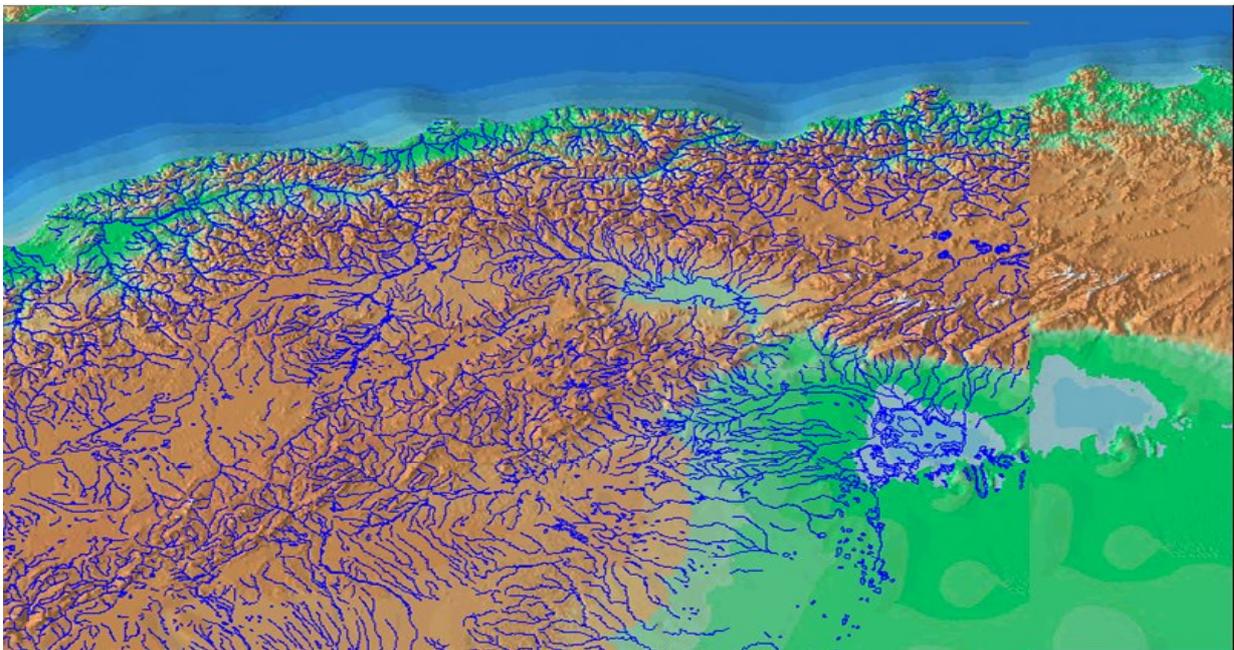


Figure II.5 La densité des réseaux hydrographique en Algérie

Remarque : *Le Relief des bassins Versants Algérien se caractérise par des Réseaux hydrographique dense et mal entretenu qui engendrent des Volumes écoulés mal répartis et en résultent des Bassin versant érodés*

Le climat, la pente, la nature lithologique et le manque de couverture végétale expliquent que près de 2000 t/km²/an de sédiments sont arrachés des bassins versants de l'Atlas tellien et que 120 millions de tonnes de sédiments sont rejetés annuellement à la mer. L'envasement des barrages est la conséquence de cette érosion. Il représente 11.2 % de la capacité initiale des 43 barrages recensés en Algérie. Trois barrages (Forum el Gherza, Biskra et El Guers) ont plus de 50 % de vases. Le taux d'envasement est supérieure à 50 % en zones arides et 30.40 % en zones telliennes.

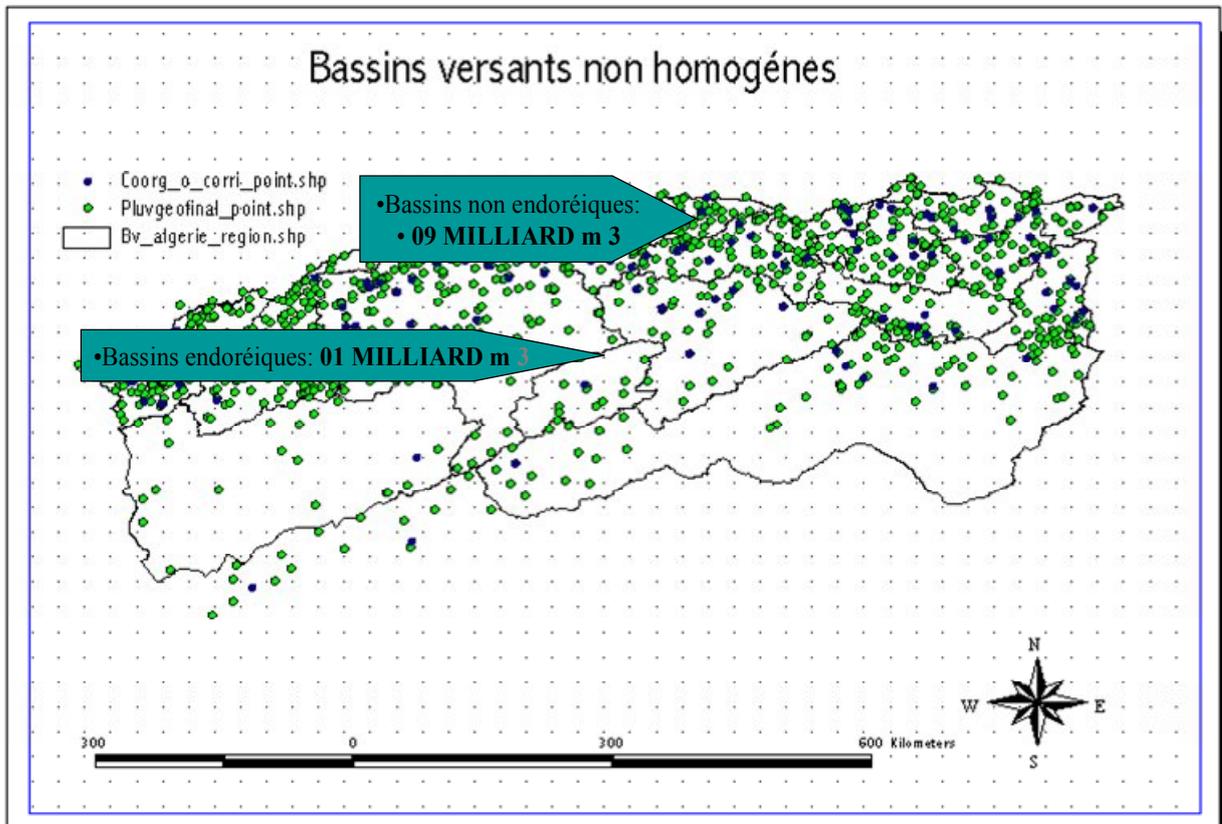


Figure II.6. La non homogénéité des bassins versant en Algérie

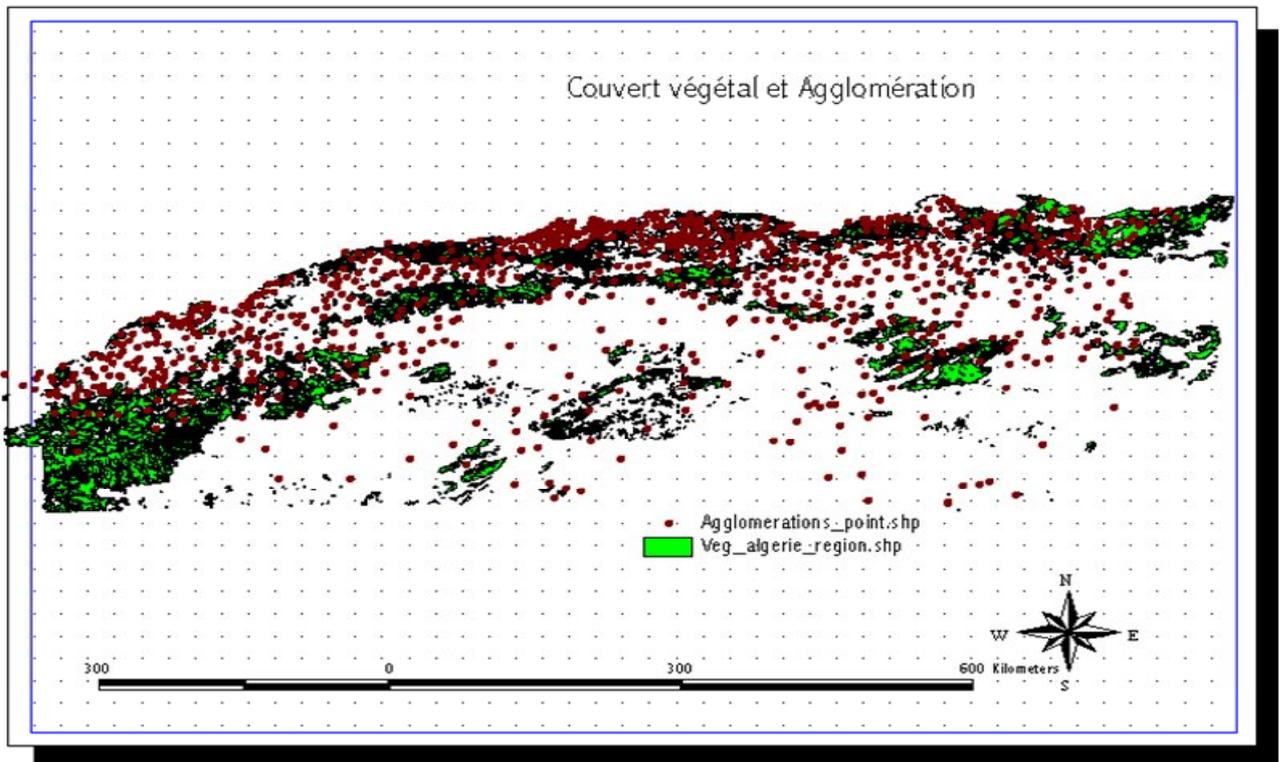
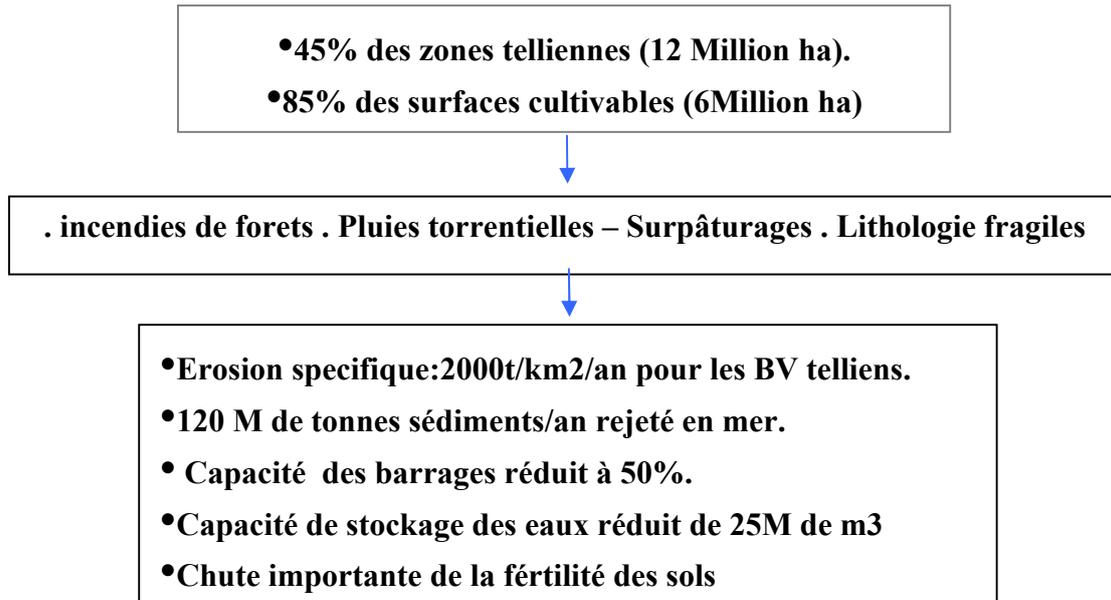


Figure II.7 Répartition du couvert végétale et agglomérations en Algérie

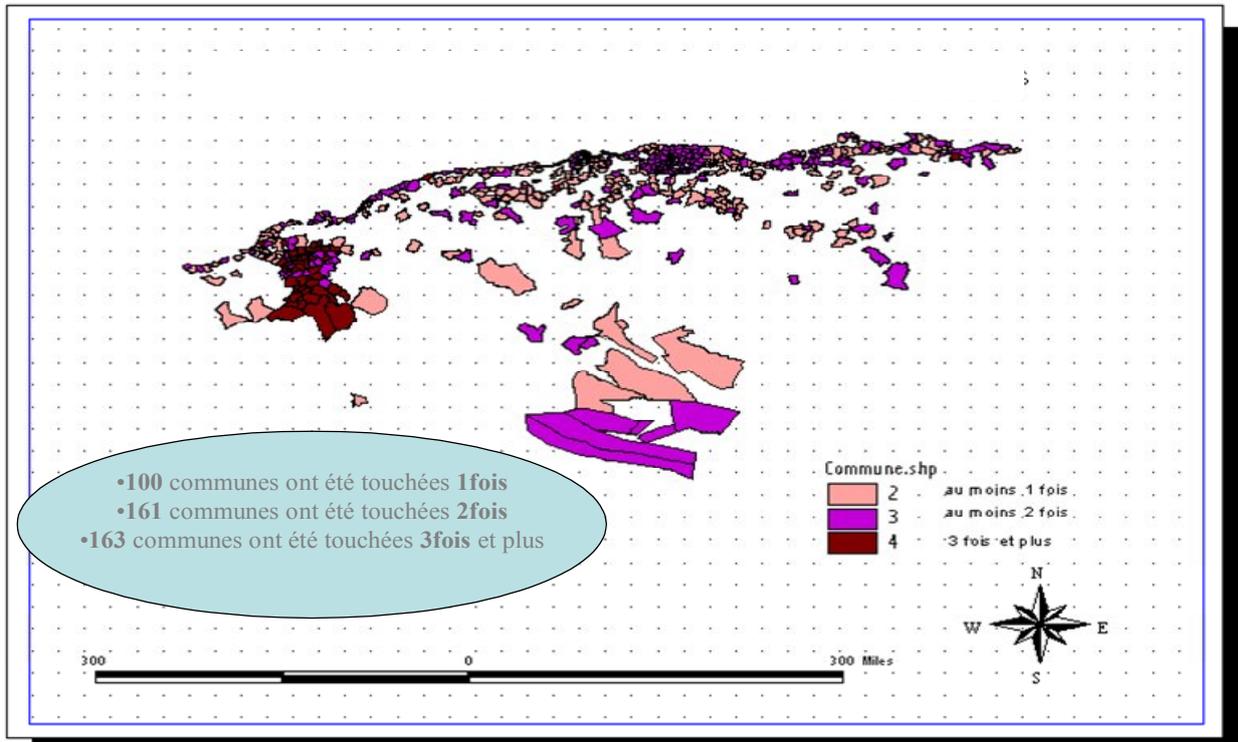


Figure II.8 Les Communes victimes d'inondation en cours des 5 dernières années

II.6. Types d'inondations catastrophiques en Algérie

Les inondations en Algérie sont classées en fonction plusieurs paramètres :

II.6.1 Celles qui sont liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importante, orages violents) tels que :

- les inondations de décembre 1957 et mars 1974 sur les bassins de l'Algérois
- Les inondations catastrophiques de Mars 73 tout l'Est Algérien.
- les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie.
- Les inondations de Décembre 1984 sur tout l'Est Algérien etc.....

II.6.2 Celles liées à l'activité humaine (Défaillances des différents réseaux, gonflement des oueds par les décombres, l'urbanisation anarchique des rives immédiates des cours d'eau etc.....) telles que :

- les inondations presque à chaque hiver de la ville de Tiaret
- les inondations de la plaine du M'Zab etc.....

II.6.3 les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable:

- les villes traversées par des oueds (Bordj Bou Areredj ,Oued Rhio, Sidi Bel abbés)
- les villes situées au piémont de montagne (Ain Defla ,Batna ,Médéa)

Cette prédisposition associée à la forte concentration et l'effet d'urbanisation présentent de grands risques.

II.6.4 Inondations selon le type de crue (selon sa durée, son étendue et ses caractéristiques)

II.6.4.1 Inondations engendrées par des crues torrentielles : (crues éclairs), affectant le plus souvent les petits bassins, elles sont le plus souvent liées et localement intensives issues de phénomènes de convections sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne ou en été. Elles sont dangereuses en raison de leur soudaineté. Leurs ruissellements rapides et violents peuvent intervenir quelques minutes après la pluie, **les débits d'oueds peuvent passer en temps record de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s (2 à 3h seulement)**

- inondation de la ville de Oued Rhio le 20 octobre 1993 ou en 20 minutes on a enregistré : 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus en plus des dégâts matériels importants

II.6.4.2 Inondations des grands bassins versants

Elles résultent le plus souvent de précipitations importantes généralisées sur de grandes étendues et caractérisées par leur longue durée et la quantité de leur écoulement.

- inondation du 28 au 31 mars 1974 dans les wilayate d'Alger et Tizi ousou(688mm en 4jours ou on a enregistré à tizi ousou (52 morts , 4 570 maisons détruites , 130 villages isolés , 18 000 sinistrés et des dégâts matériels estimés à 27 Millions de DA.
- les différents jaugeages de crues ont donné durant ces inondations :
 - . A Belloua sur l' oued Sebaou ($Q_{max} = 2980 \text{ m}^3/\text{s}$, $V = 311 \text{ hm}^3$)
 - . A Baghlia sur l' oued Sebaou ($Q_{max} = 3420 \text{ m}^3/\text{s}$, $V = 476 \text{ hm}^3$)
 - . Lakhdaria sur l' oued isser ($Q_{max} = 2580 \text{ m}^3/\text{s}$, $V = 259 \text{ hm}^3$)

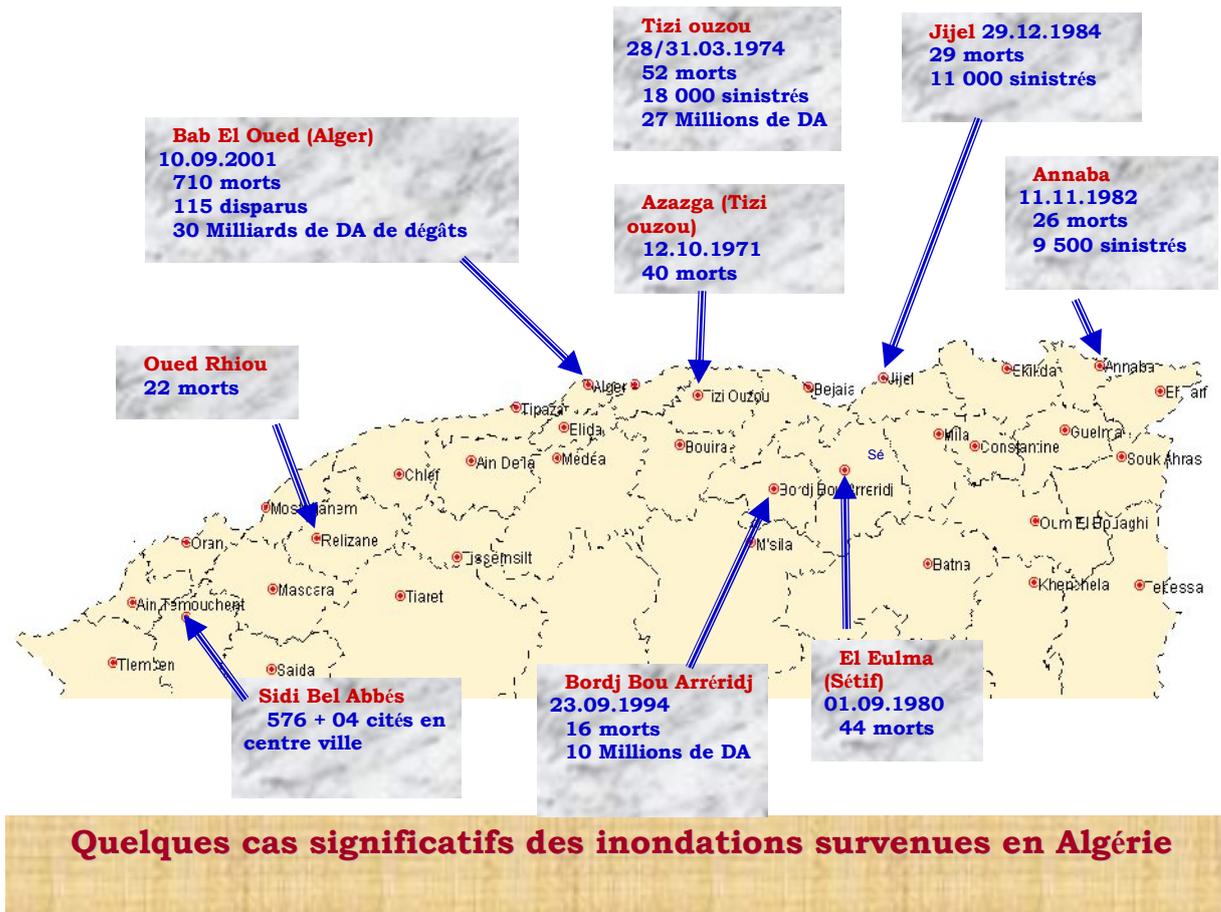


Figure II.9 Ampleur d'inondation en Algérie

Conclusion du chapitre II

Figure II.1 <i>Les bassins versants en Algérie,</i>	20
Figure II.2 <i>Variation des précipitations annuelles de 1900 à 1932.....</i>	21
Figure II.3 <i>Les pluies maximales journalières décennales interannuelles</i>	22
Figure II.4 : <i>Schématisation de la vulnérabilité de l'aléa d'inondation en Algérie</i>	25
Figure II.5 <i>La densité des réseaux hydrographique en Algérie</i>	27
Figure II.6. <i>La non homogénéité des bassins versant en Algérie</i>	28
Figure II.7 <i>Répartition du couvert végétale et agglomérations en Algérie.....</i>	29
Figure II.8 <i>Les Communes victimes d'inondation en cours des 3 dernières années</i>	30
Figure II.9 <i>Ampleur d'inondation en Algérie</i>	32

Présentation de la zone d'étude

III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

III.1. Situation géographique

Le bassin côtier Algérois constitue une partie du nord de l'Algérie. Les bassins versants Soummam, Isser et Cheliff constituent leur façade du sud, tandis que la mer Méditerranée les bordent au Nord (**Fig III.1**), il est de forme allongée, de direction E.W et couvre presque la totalité du littoral de l'Algérie. Il s'étend sur une superficie de 11972 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 drainé par l'oued Damous, Hachem, Mazafran, El Harrach, Hamiz, et oued Sebaou et se déverse dans la Méditerranée. Globalement, le bassin versant peut être subdivisé en trois grands bassins (**FigIII.2**) :

- 1- Le bassin côtier Ouest (Côtier TENES et GUELLTA) ;
- 2- Le bassin côtier Centre (MITIDJA) ;
- 3- Le bassin côtier Est (SEBAOU).

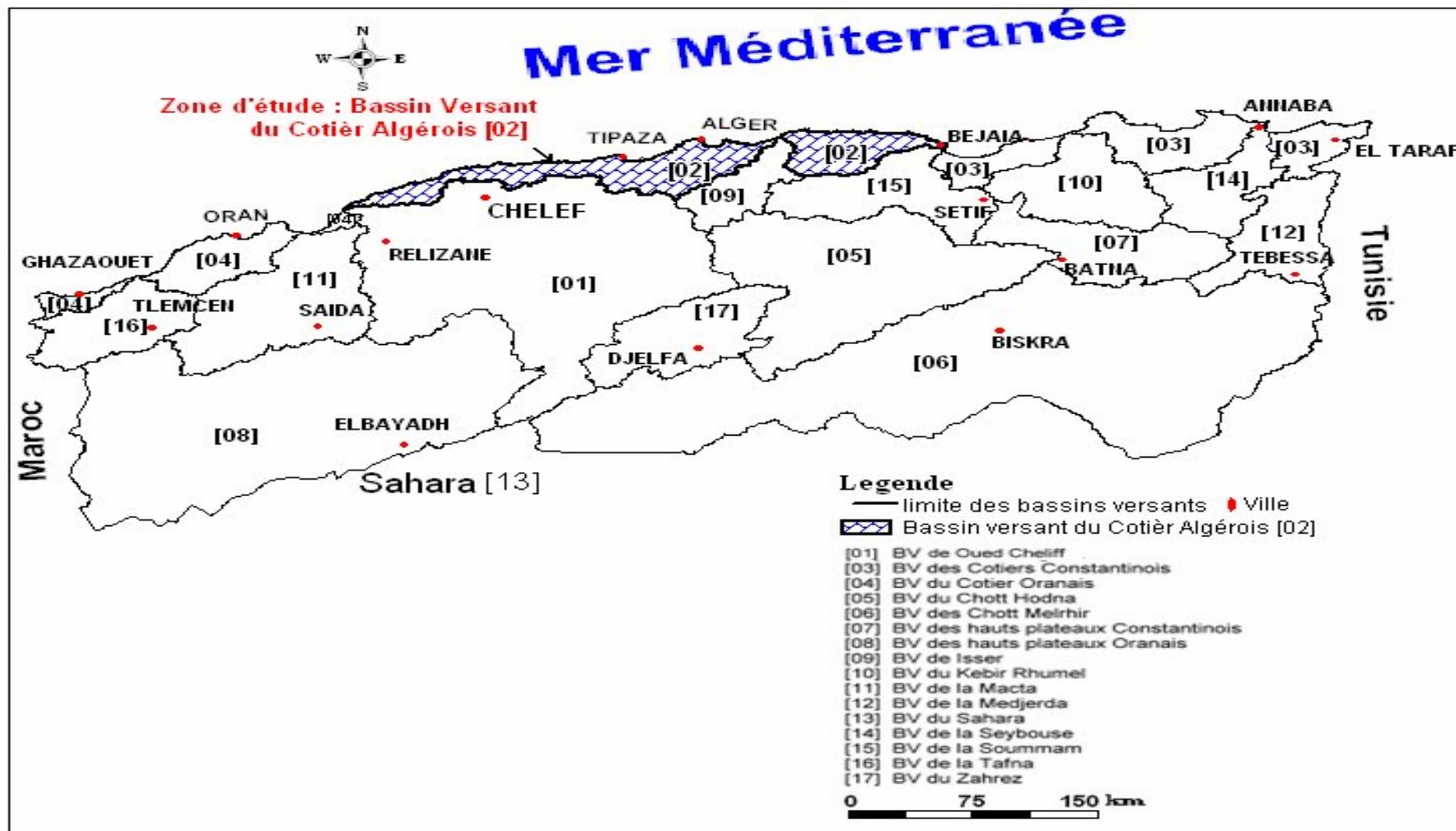


Figure III.1.: Carte de situation de la zone d'étude.

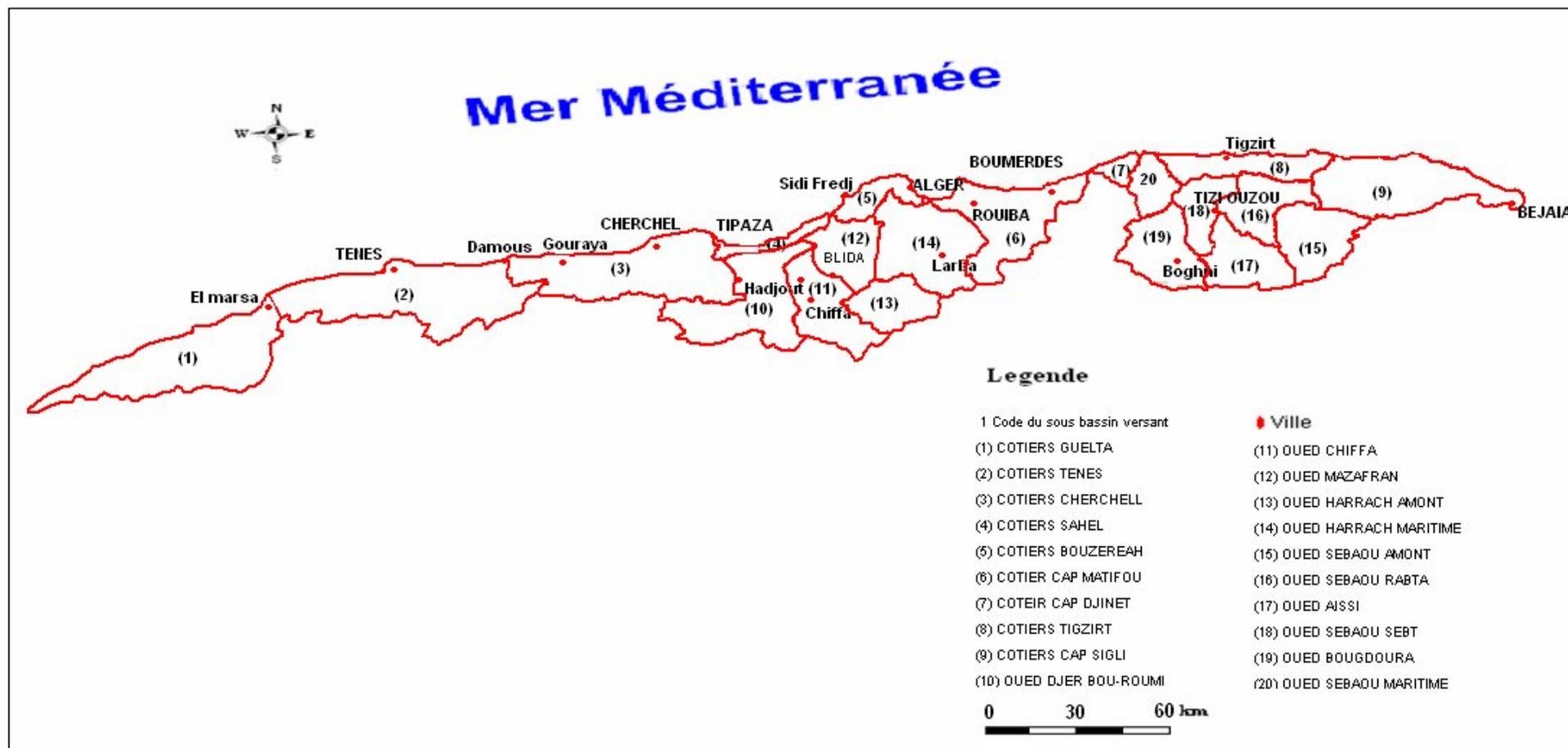


Figure III.2: Carte des sous bassins du Côtier Algérois (02)

III.2 ECOULEMENT

III.2.1. AQUISITION DES DONNEES HYDROMETRIQUES

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

III.2.1.1. Situation des stations hydrométriques

La localisation géographique de l'ensemble des stations hydrométriques choisies des différents bassins versants étudiés se fait à partir des coordonnées correspondantes (**Fi III.4**).

III.2.1.2. Caractéristiques des stations hydrométriques

Les stations sont équipées d'un limnigraphe, d'une échelle limnimétrique et d'un téléphérique pour les jaugeages pour quelque station.

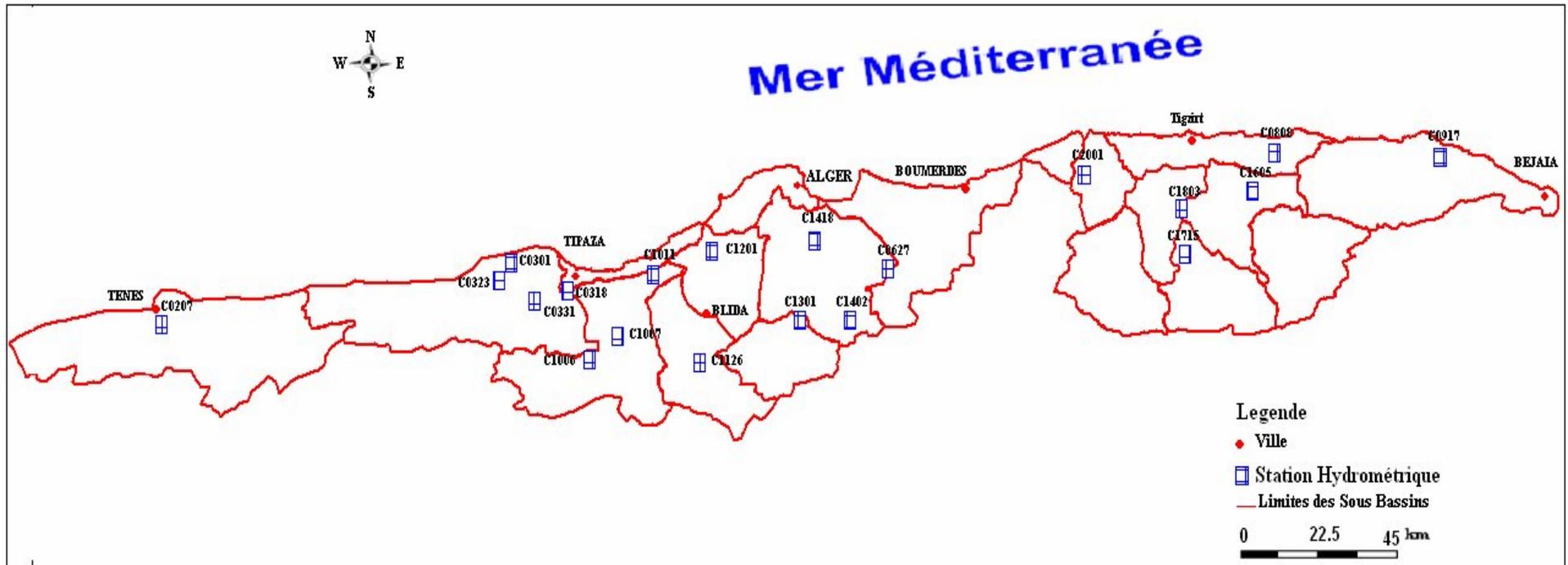


Figure III.4: Carte de Situation des Stations Hydrométriques.

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

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

- **Oued Sebaou à la station Baghlia**

Le régime des écoulements de l'oued Sebaou et de ses principaux affluents, est très irrégulier, transite en moyenne un débit 13.5m³/s, débit relativement fort qui s'explique par la grande superficie drainée par l'oued 2500km². Le débit maximum est enregistré en 1986 (36.5 m³/s) et le minimum en 1990 (2.34 m³/s).

III.3. Le bassin versant de Sébaou

III.3.2 Situation géographique

Administrativement, la plaine alluviale du Sébaou se situe dans les Wilaya de Tizi.Ouzou et de Boumerdés, à 80Km à l'Est d'Alger **Fig III.6**

.La surface drainée par l'oued Sébaou et ses affluents (bassin versant) est limitée entre les altitudes 36°27 □ et 36°55 □ Nord et les longitudes 3°55 □ et 4°53 □ Est.S'étalant sur une superficie de 2500Km²; Le bassin versant de Sébaou est caractérisé par un relief majoritairement montagneux, couvrant 82% de la superficie totale, elle se limite :

- Au nord ouest par la mer méditerranée ;
- Au nord et nord est par la chaîne littorale ;
- Au sud et sud est par la chaîne de Djurdjura ;
- A l'ouest par les chaînons de Naciria et Sidi.Ali.Bounab orienté ENE –WSW ;

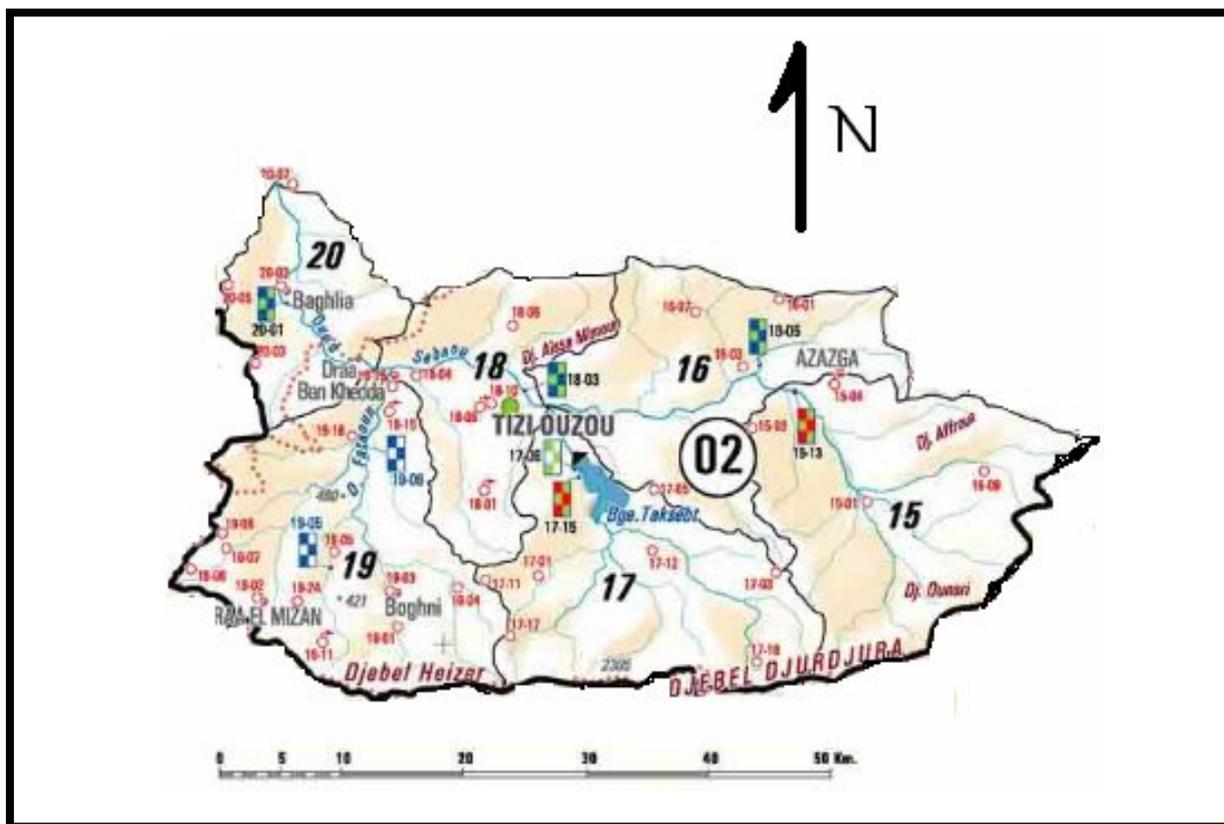


Figure III.5: Le bassin versant de Sébaou

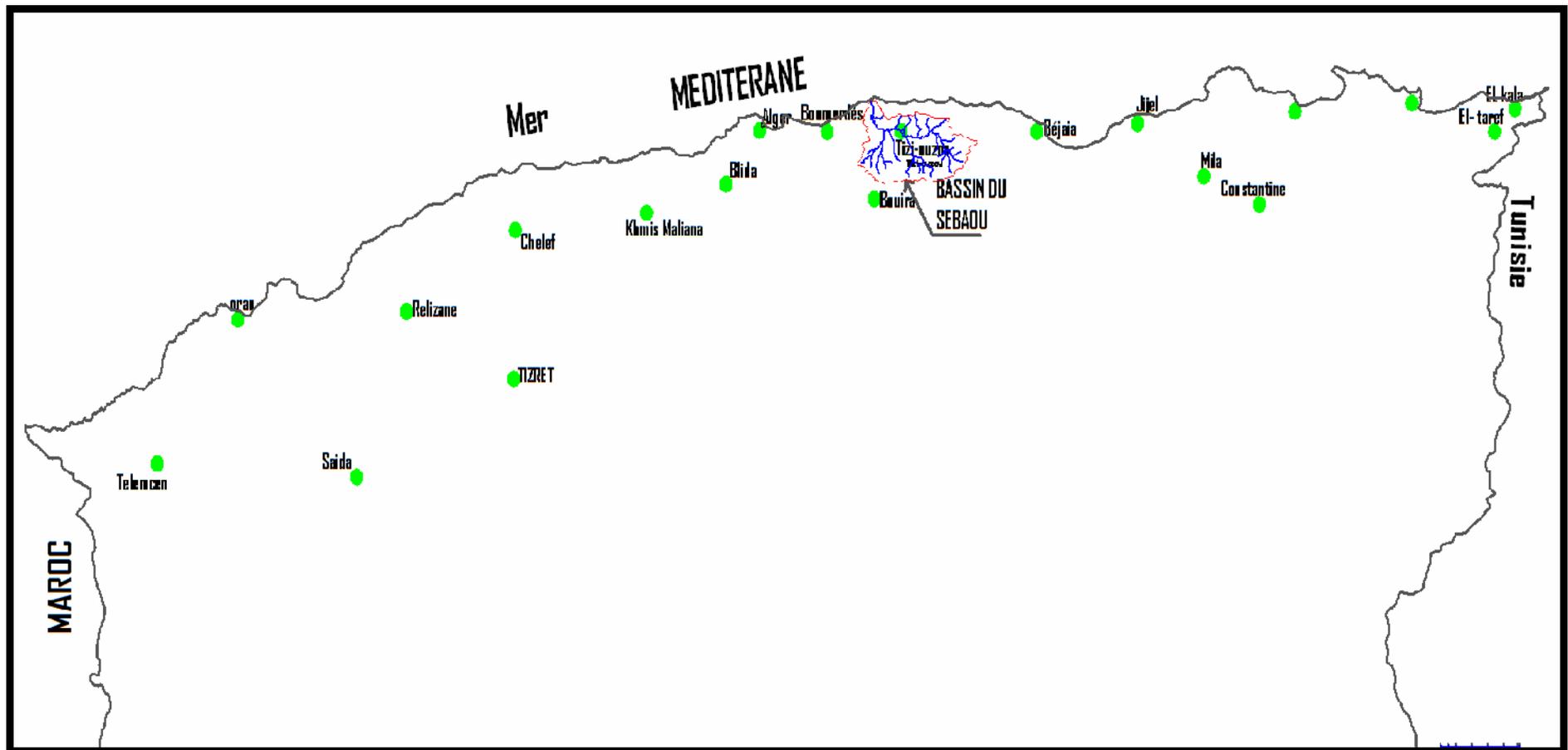


Figure III.6: Situation géographique du Bassin versant du Sébaou

III.3.3 Réseau hydrographique

Le bassin versant du Sébaou représente un réseau hydrographique très développé.

Le drainage très dense s'effectue par une multitude de torrents plus ou moins long.

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

Les torrents de la rive gauche naissant dans le socle de la grande Kabylie :

- L'oued Sébaou lui-même et ses deux principaux affluents sud prennent naissance dans la chaîne du Djurdjura.
- L'oued Bougdoura prend sa source à 1900m d'altitude. le profil longitudinal très relevé dans la section amont, s'abaisse rapidement, et au contact de la plaine, s'insinue entre les inters fleuves.
- L'oued Aissi prend sa source à 2000m d'altitude. C'est l'affluent qui a le plus fort débit et qui est responsable des modifications du tracé du lit de l'oued sébaou. En effet l'oued Aussi débouche dans l'oued sebaou juste en amont des gorges du Belloua.
- L'oued Sébaou débute à l'Est de la chaîne du Djurdjura par l'intermédiaire de quatre torrents qui naissent entre le col de Tirourda à 2200m d'altitude le col de Chellata à 2100m d'altitude.

Les quatre torrents confluent après cinq kilomètres de parcours pour former le haut sébaou, que les kabyles nomment Acif n'Boubhir.

Dans la haute vallée, l'oued suit une direction SSE.NNW, jusqu'à un premier coude majeur, localisé entre Azzazga et Freha.

Dans la moyenne vallée, l'oued coule suivant une direction Et.Ouest dans le synclinal Miocène de Tizi.Ouzou.

Dans la basse vallée, on assiste à une nouvelle orientation du tracé. Vers Tadmaït l'oued effectue un nouveau coude majeur et se met à couler suivant une direction parallèle à celle de sa direction amont, pour déboucher en mer, à l'Ouest de Dellys.

Dans cette section la terrasse la plus basse extrêmement étendue envahit toute la plaine alluviale, l'oued n'est plus adapté à la structure géologique dans cette région car il coupe en travers la chaîne littorale, et les chaînons côtiers (M.Benhassaine, 1980).

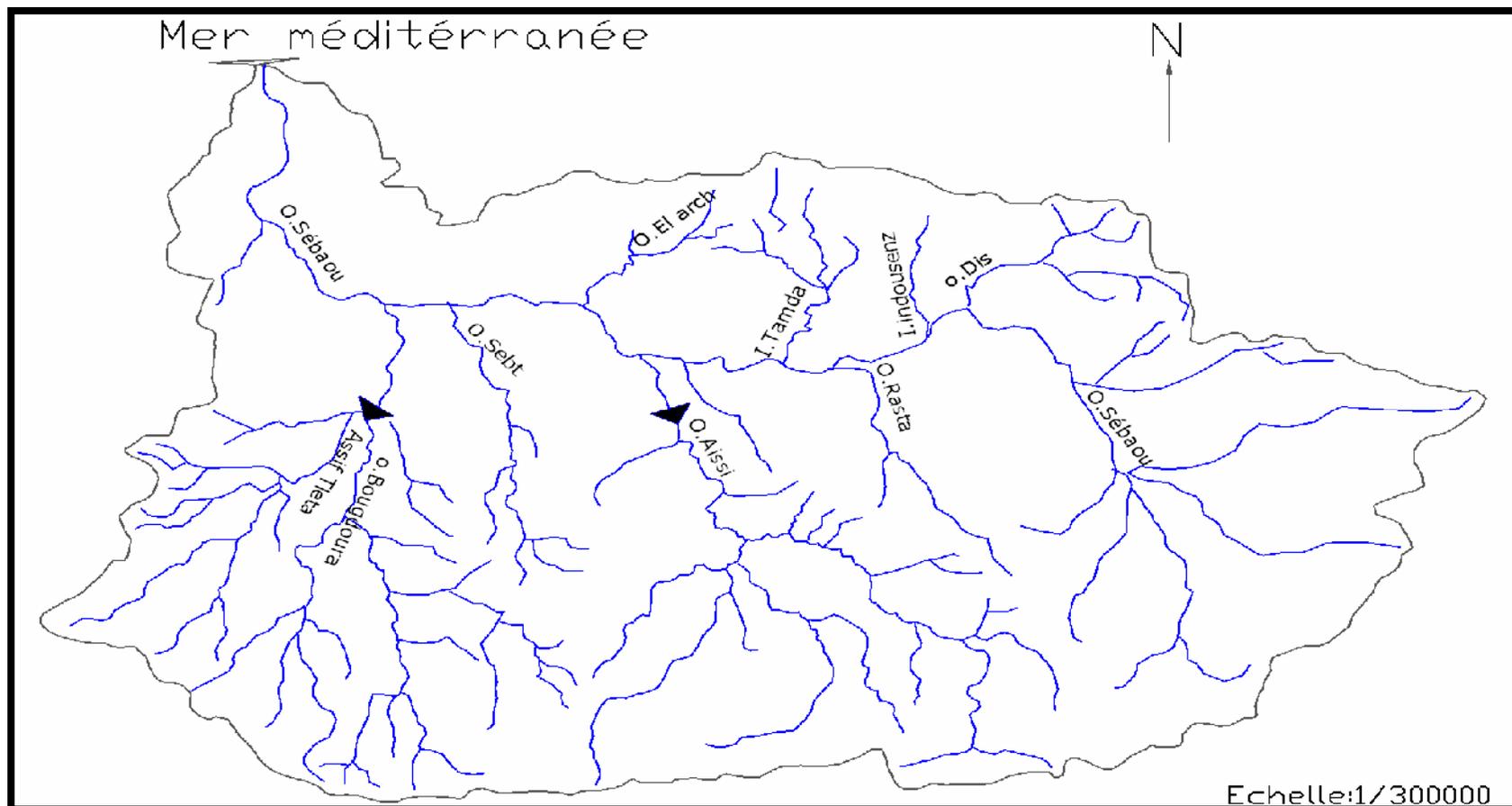


Figure III.7: Réseaux Hydrographique du bassin de Sebaou

III.3.4 Les paramètres physiques et géomorphologiques du bassin versant

Chaque cours d'eau draine une certaine surface de terrain appelée bassin versant. Le bassin versant fonctionne donc comme un collecteur chargé de recueillir les précipitations et de les transporter par écoulement vers le point le plus bas appelé exutoire. Cette transformation est plus ou moins rapide suivant les caractéristiques physiques du bassin.

La morphométrie du bassin fait partie des facteurs permanents, leur variation influe sur les modalités des écoulements superficiels et leurs analyse permettra une meilleure compréhension des causes de variation des régimes hydrogéologiques.

III.3.5 Paramètre géométriques

Le bassin versant de la vallée de Sébaou (code 02 au répertoire de l'ANRH) subdivisé en 06 sous bassin réparties de façon inégale sur le Haut, Moyen, le Bas Sébaou Figureure 04 Cette répartition est représentée dans le Tableau n°01.

a) La surface

La surface d'un bassin versant est l'aire géographique délimitée par la ligne de crêtes bordant le bassin. A l'intérieur de cette surface l'eau précipitée est drainée et orientée par un réseau hydrographique vers l'exutoire. la surface influe sur le processus de la formation de l'écoulement.

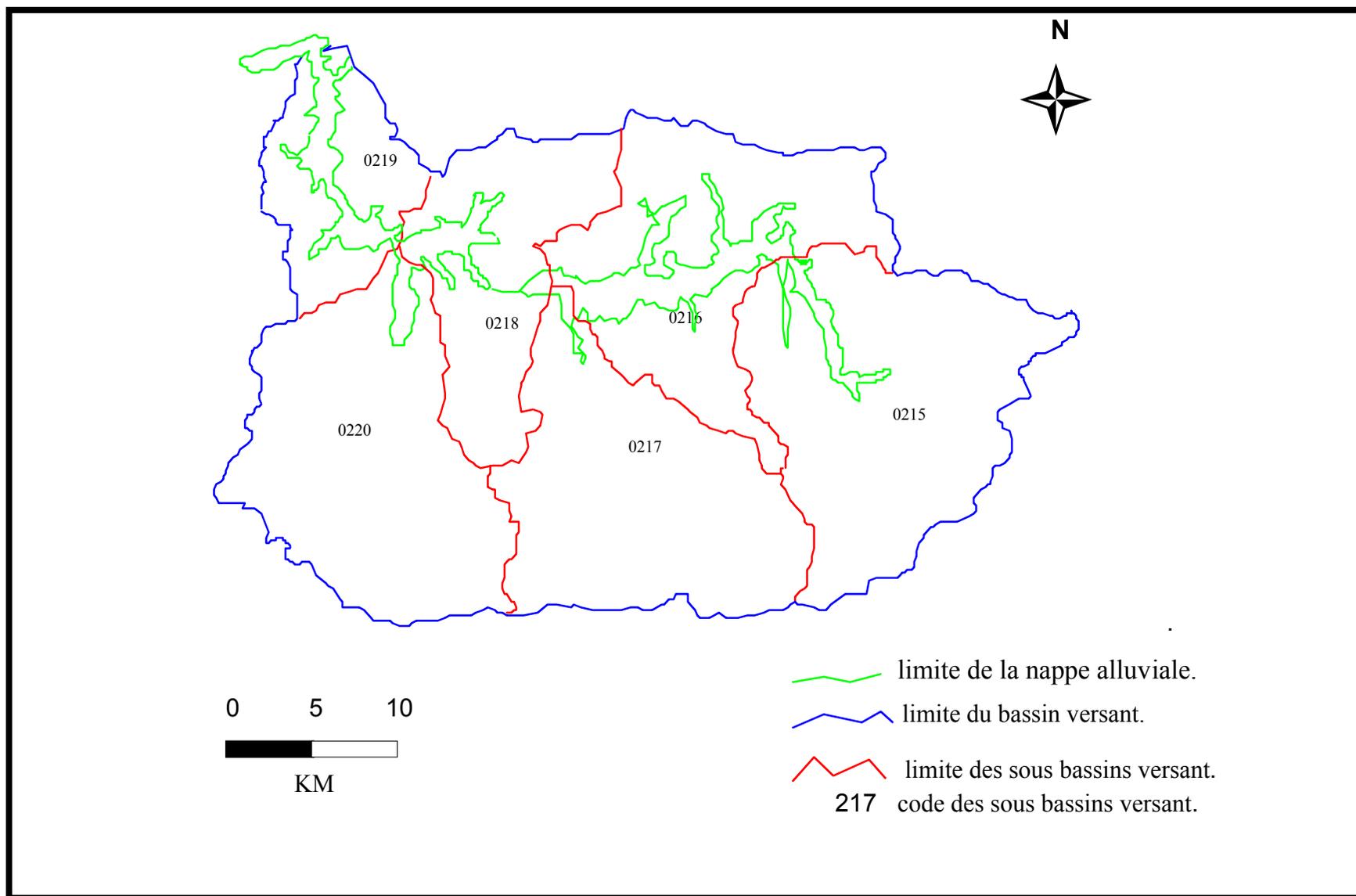
Le bassin versant de la vallée de sébaou couvre une superficie $S= 2500\text{km}^2$.

b) Le Périmètre

Le périmètre est défini par la ligne de crêtes formant le contour du bassin versant. Le périmètre du bassin versant de l'oued sébaou est $P=250.4\text{km}$.

Tableau III.1 Répartition des superficies par sous bassin

	Code des sous bassins versant de sébaou	Superficie en km^2	Périmètre en km
Haut Sébaou	02.15	532	102,4
	02.16	432	112
	02.17	468	98,6
Moyen Sébaou	02.18	304	82
	02.19	544	94,2
Bas Sébaou	02.20	220	62,6



Figure

III.8: Les sous bassins versant du sébaou

III.3.6 Les paramètre du relief

III.3.6.1 Indice de compacité de Gravelius

La forme du bassin versant du bassin versant exerce une influence considérable sur la concentration des débits résultant d'une pluie donnée, plus le bassin est ramassé plus le débit se concentrent.

L'indice admis pour représenter cette caractéristique est l'indice de compacité de Gravelius K_c .

L'indice de compacité, il est exprimé en fonction de la formule suivant :

$$K_c = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P : périmètre du bassin en km.

A : surface en km^2 .

Les valeurs de K_c pour l'ensemble du bassin versant de sébaou ainsi pour ces sous bassins, sont mentionnées dans le Tableau suivant :

Tableau III.2 : Paramètres de forme.

Bassin versant		Périmètre (km)	Surface (km^2)	K_c
Haut Sébaou	02.15	102.4	532	1.24
	02.16	112	432	1.50
	02.17	98.6	468	1.27
Moyen Sébaou	02.18	82	304	1.31
	02.19	94.2	544	1.13
Bas Sébaou	02.20	62.6	220	1.18
Le grand bassin		250.4	2500	1.4

Les valeurs de K_c aussi bien pour le grand barrage que pour ces sous bassins sont supérieur à l'unité, suggérant à priori une forme allongée pour l'ensemble, donc la concentration des eaux à l'exutoire se fait lentement, ce qui favorise l'infiltration sur le ruissellement.

L'indice admis pour représenter cette caractéristique est l'indice de compacité de Gravelius K_c .

L'indice de compacité, il est exprimé en fonction de la formule suivant :

III.3.6.2 Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique. On assimile le bassin à un rectangle de même périmètre et de même surface, donc même indice de compacité

Le rectangle équivalent sert à la comparaison des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

.La longueur du rectangle équivalent L en km :

$$L = \frac{k_c \cdot \sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{k_c} \right)^2} \right) \quad (\text{II.2})$$

.La largeur du rectangle équivalent l en km :

$$l = \frac{P}{2} - L \quad (\text{II.3})$$

Pour $k_c=1.4$ et $A=2500\text{Km}^2$.

$L=100\text{km}$ et $l=25\text{km}$

a)Indice de pente globale (I_g) :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} = \frac{D}{L} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

D : la dénivelée en (m)

L : longueur du rectangle équivalent =100m

Pour ces données on a : $I_g=1.15\%$.

Tableau III.3 Les paramètres morphologiques du bassin versant du Sébaou
(source ANRH Tizi.Ouzou).

Paramètres morphologiques	Valeurs
Surface	2500km ²
Périmètre	240km
Longueur	93km
Largeur	27km
Altitude maximale	2305m
Altitude moyenne	504m
Altitude de fréquence ½	510m
Altitude la plus fréquente	300m
Indice de compacité de Gravelius	1.4
Indice de pente globale (I _g)	1.15%

Tableau III.4 Les paramètres du réseau hydrographique du bassin versant du Sébaou
(Source ANRH Tizi.Ouzou).

Sous bassin	Oued Sebaou Maritime	Oued Sebaou Sebt
Oued	Sébaou	Sébaou
Station	Baghlia	Belloua
Code	02 2001	02 1803
Somme Li	6453	5215
Dd	2,7	3,5
Ct	19,6	31,05
L talweg	92	66
Tc	17	13,32

Tableau III.5 Les paramètres topographiques du bassin versant du Sébaou
(source ANRH Tizi.Ouzou).

N°	1	2
Sou bassin	Oued Sebaou Maritime	Oued Sebaou Sebt
Oued	Sébaou	Sébaou
Sation	Baghlia	Belloua
Code	02 2001	02 1803
S	2390	1490
P	200	155
Lrec equi	60,5	42,2
Largeur	39,5	35,3
Ic	1,14	1,12
Alt max	2305	2305
Alt min	20	70
Alt moy	590	635
Ip R	0,17	0,19
In pente G %	3,78	5,29
Dd	2,7	3,5
Ct	19,6	31,05
L talweg	92	66
Tc	17	13,32

Conclusion

Le bassin versant de l'oued Sébaou est de forme allongée, de direction E.W, il couvre une superficie de 2500 km², dont l'altitude moyenne est de 504m.

La nappe alluviale représente environ 36% de la surface totale du bassin, dont l'altitude est inférieure à 200m.

La méthode de Muskingum

CHAPITRE IV : METHODE DE MUSKINGUM

Introduction

L'acheminement ou la propagation d'une crue est la limite générale par des méthodes mathématiques afin de prévoir la grandeur, forme, et la vitesse de l'ondes de crues en fonction du temps à une ou plusieurs sections transversales dans un canal ou un réseau d'oueds (Fread 1992). Comme remarquable ci-dessus, de telles ondes de crues peuvent être produites par les précipitations ou la fonte des neiges, par l'opération des travaux de techniques (ouvrages, réservoirs), ou par des événements catastrophiques tels que des éboulements ou la rupture des barrages. De telles prévisions sont essentielles pour la conception et l'opération des mesures de planification des techniques pour réduire les dégâts des eaux et pour la mise en oeuvre des méthodes d'urgence quand les inondations menacent.

Les descriptions physiques les plus complètes du mouvement des ondes de crues sont données par les solutions numériques des équations de Saint.Venant. telles solutions peuvent fournir d'excellentes prévisions mais nécessite un usage intensif de données, exigeant des informations sur la géométrie d'oued et la résistance à beaucoup de sections transversales qui sont incorporées aux méthodes mathématiques raffinées exigeant l'exécution d'ordinateurs. Fread (1992), Moussa et Bocquillon (1996), Moramarco et Singh (2000), et Wang et Chen (2003) fournissent des vues d'ensemble utiles de diverses approches aux méthodes d'acheminement basées sur les équations et les équations de Saint.Venant en choisissant le procédé approprié.

Dans beaucoup de cas, les équations complètes de Saint.Venant seront le départ de base pour ces études.

Cependant, avant l'accessibilité répandue des ordinateurs à grande vitesse, les ingénieurs et les scientifiques hydrauliciens avaient développé des approches plus simples, et ceux-ci peuvent encore être satisfaisants où la disponibilité des données, les conditions d'exactitude, et les ressources disponibles pour développer la prévision sont limitées.

Il existe deux grandes méthodes d'aborder l'acheminement de crue :

1. **L'acheminement hydrologique** : c'est la classe major de ces méthodes plus simples lequel n'utilise que l'équation de continuité pour décrire le phénomène.
2. **L'acheminement hydraulique** : qui utilise l'équation de continuité et l'équation de quantité de mouvement pour décrire le phénomène.

Cependant, dans l'acheminement hydrologique, l'équation dynamique n'est pas développée à partir des considérations de base d'énergie ou d'élan, mais basée sur les relations heuristiques impliquant seulement la profondeur, le débit, et les volumes de stockage.

L'acheminement hydrologique donne généralement des résultats satisfaisants seulement dans les cas où le taux de l'élévation d'hydrogramme (dQ/dt) n'est pas trop grand, où les effets de retour des eaux provoqués par des constructions (ponts) ne sont pas présents, et où l'écoulement est sous-critique. Ainsi, l'acheminement hydrologique n'est pas approprié à la prévision de rupture des barrage et des phénomènes semblables.

L'expression, d'acheminement ou la propagation des crues représente la procédure qui permet de déterminer l'hydrogramme à la sortie d'un réservoir ou d'un bief de cours d'eau, lorsque l'hydrogramme est connu à l'entrée. La **Fig IV.1** illustre le passage d'une crue, dont la courbe représentative est un hydrogramme d'un bief de cours d'eau. Nous constatons qu'il y a un décalage dans le temps à cause du déplacement du point « A » au point « B » et une atténuation du débit de pointe causé par l'effet de stockage dans le lit du cours d'eau (PierreJavelle,1994).

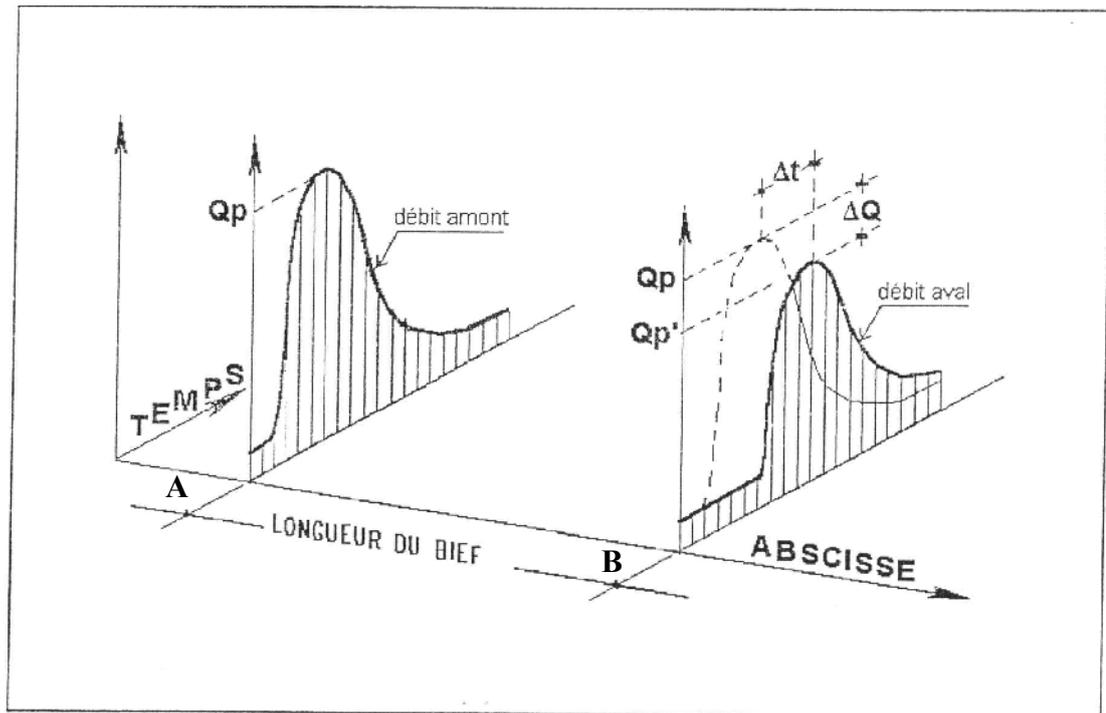


Figure IV.1 : Déplacement d'un hydrogramme dans un bief de cours d'eau.
(Source Bentura)

IV.2.1. Acheminement de crue dans Les oueds

L'acheminement de crue dans un cours d'eau est défini comme le procédé de calcul qui tient compte des effets du stockage d'eau dans un bief de cours d'eau sur le déplacement d'un hydrogramme de crue.

L'acheminement en cours d'eau est plus complexe que celui en réservoir. En effet, dans un réservoir, le stockage et le débit de sortie sont des fonctions uniques de l'élévation du plan d'eau, car le plan d'eau est toujours considéré horizontal en tout temps. Dans un bief de cours d'eau la surface du plan d'eau ne demeure pas toujours parallèle au fond.

De ce fait, la pente moyenne du plan d'eau est plus élevée que celle du fond. Pendant la période de crue, le débit d'entrée dans une section amont est supérieur au débit de sortie dans une section aval. Pendant la période de décrue, la situation est renversée, le prisme est incliné vers l'amont **Fig (IV.2)**.

Le stockage dans le bief de cours d'eau se devise en deux parties :

- **le stockage prismatique** : c'est le volume d'eau qui existerait si l'écoulement était uniforme dans le bief avec une profondeur égale à celle de la section aval.
- **le stockage en coin** : c'est le volume d'eau entre le plan d'eau du stockage prismatique et le plan d'eau actuel. Ce stockage change pendant le passage de l'hydrogramme d'une crue, augmente pendant la montée de l'hydrogramme et diminue pendant la décrue.

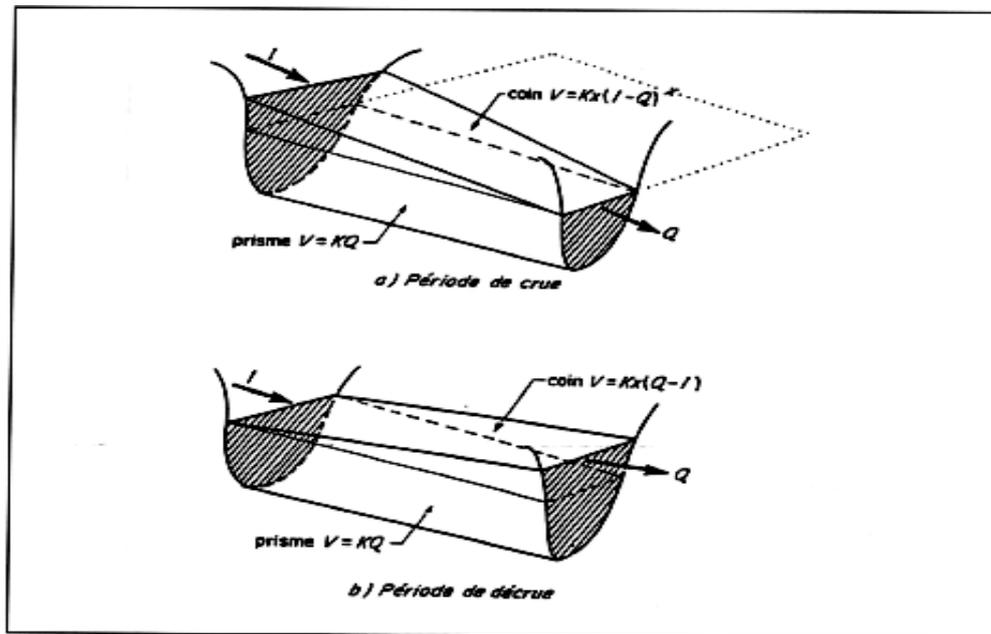


Figure IV.2 Période de crue (a) et de décrue (b) dans un tronçon de lit de rivière (méthode de Muskingum) (Source bentura)

Avec le but de développer plus loin un arrangement intuitif de la façon dont les ondes de crues se déplacent dans des oueds, nous explorons l'approche d'acheminement la plus employée qui est celle de Muskingum.

IV.3. Le modèle Muskingum

La méthode de Muskingum a été développée à l'origine par le Corps des Ingénieurs de l'U.S. Army par Mc Carthy dans ses projets de contrôle des crues de la rivière Muskingum dans le bassin de l'Ohio en 1934.1935. Cette méthode s'inscrit dans les méthodes de calcul des crues dites à coefficients. Ces derniers sont caractérisés par des procédés qui approchent par simples relations. Les fonctions complexes qui existent entre le volume d'eau contenu dans une portion d'ouedset les facteurs hydrauliques tels que le débit d'entrée et de sortie, la hauteur d'eau et la pente (Roche PA, 1990). La méthode de Muskingum est basée uniquement sur l'utilisation de l'équation de continuité globale présentée sous la forme de différence finie, l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta T} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Où :

I : le débit d'entrée à l'amont ;

Q : le débit de sortie à l'aval ;

S : le stockage dans le bief ;

Δt : le pas de temps;

Les indices 1 et 2, le début et la fin de Δt respectivement.

L'équation de continuité seule ne suffit pas pour trouver une relation puisqu'il y a deux inconnues: le stockage S et le débit sortant Q. Une deuxième équation est fournie par une relation empirique de stockage, dont la forme générale est comme suit:

$$S = X \cdot S_1 + (1 - X) \cdot S_0 \dots\dots\dots(3)$$

Où: S_1 =stockage relatif au débit amont

S_0 = stockage relatif au débit aval

X =Facteur de pondération, c'est aussi un paramètre de forme de la ligne d'eau.

Si les hauteurs dans un oued sont déterminées seulement par une commande à l'extrémité aval comme un déversoir le facteur de pondération sera $X = 0$.

S'il y a un stockage prismatique **Fig (IV.2)** alors $X > 0$; cependant, comme sera montré ci-dessous, **Fig (IV.3)**

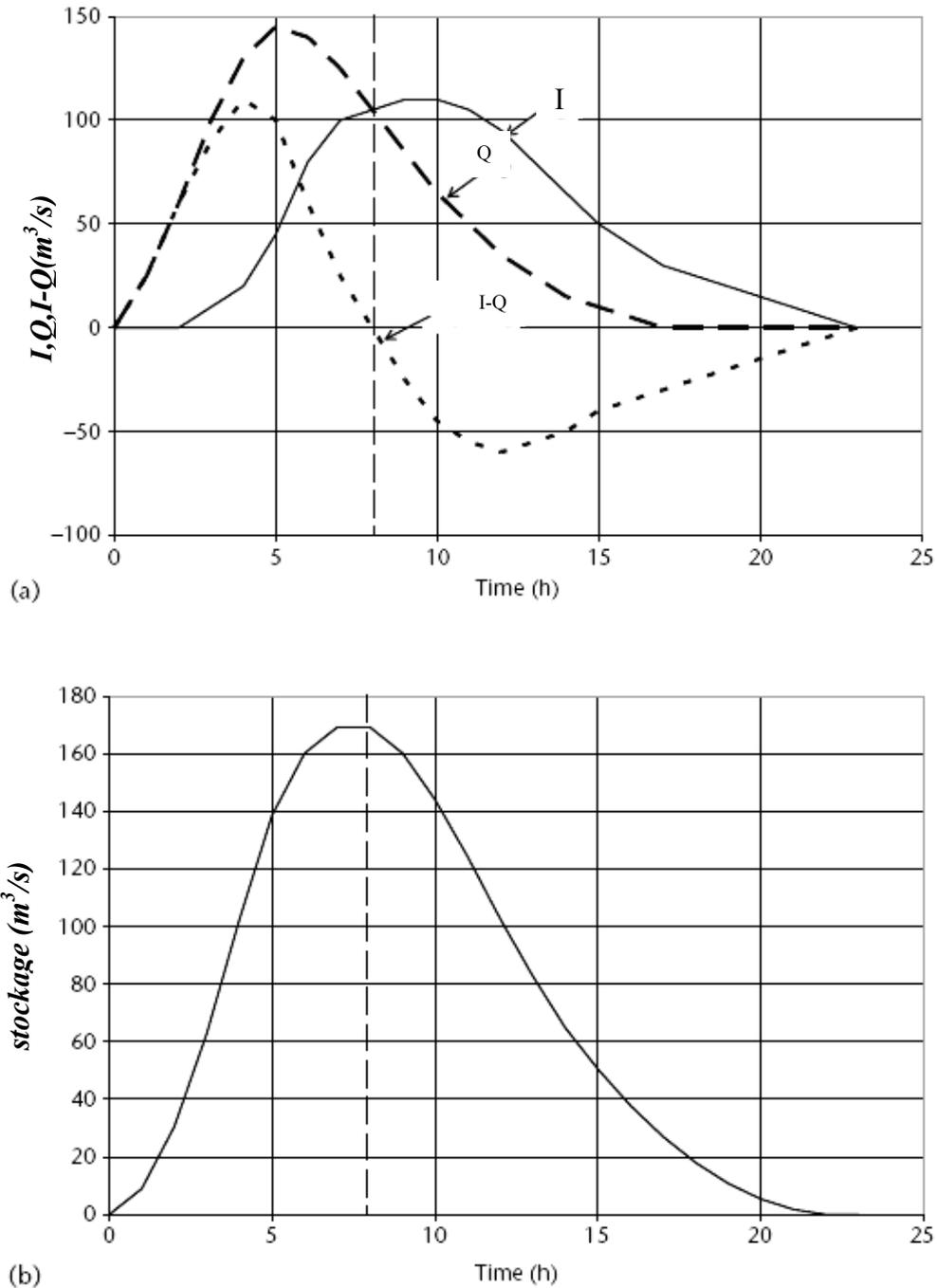


Figure IV.3 la relation entre le débit amont et aval et le stockage dans l'oued
(Dingman Fluvial Hydraulics 2009)

Les Hydrogrammes illustrant le procédé d'acheminement de Muskingum. (a) Hydrogrammes d'entrée, I (ligne de long-tiret), de sortie Q (en trait plein), et taux de d'accumulation I-Q de stockage (ligne de court-tiret). (b) Hydrogramme de volume de stockage d'eau dans l'oued. Noter que le stockage est maximum quand $I = Q$, il doit être vrai que $0 \leq X \leq 0.5$.

Par hypothèse nous posons que le débit et le stockage dans le bief sont une fonction de la profondeur, qui s'exprime par les relations suivantes :

$$I = a \cdot y^d \Rightarrow y = \left(\frac{I}{a} \right)^{1/d} \dots\dots\dots(4)$$

$$Q = a \cdot y^d \Rightarrow y = \left(\frac{Q}{a} \right)^{1/d} \dots\dots\dots (5)$$

$$S_I = b \cdot y^m \quad \text{Et} \quad S_Q = b \cdot y^m$$

A partir des expressions (4,5), on tire les nouvelles expressions de S_I et S_Q:

$$S_I = b \cdot \left(\frac{I}{a} \right)^{m/d} = \left[b \cdot \left(\frac{1}{a} \right)^{m/d} \right] \cdot I^{m/d} = K \cdot I^{m/d} \dots\dots\dots(6)$$

$$S_Q = b \cdot \left(\frac{Q}{a} \right)^{m/d} = \left[b \cdot \left(\frac{1}{a} \right)^{m/d} \right] \cdot Q^{m/d} = K \cdot Q^{m/d} \dots\dots\dots(7)$$

De suite, on les remplace dans la relation empirique de stockage (3). Et on obtient:

$$S = X \cdot b \cdot \left(\frac{I}{a} \right)^{m/d} + (1 - X) \cdot b \cdot \left(\frac{Q}{a} \right)^{m/d}$$

Soit aussi:

$$S = \frac{b}{a^{m/d}} \left[X \cdot I^{m/d} + (1 - X) Q^{m/d} \right] \dots\dots\dots(8)$$

Avec:

a,d = caractéristiques de vidange des sections

b,m = caractéristiques de volume d'oued

y= hauteur d'eau moyenne

Les hypothèses de base sont les suivantes:

$$\begin{aligned} \# \quad & \mathbf{m/d=1} \\ \# \quad & \mathbf{K = b/a} \end{aligned}$$

Donc, on peut écrire après transformation:

$$S = K.Q + K.X (I . Q)$$

Où: K= temps de propagation de l'onde dans l'oued.

IV.3.1. Détermination des valeurs des paramètres de la méthode de Muskingum

Si les hydrogrammes d'entrée et de sortie pour des crues sont disponibles, la valeur du Δt peut être choisie comme intervalle de temps selon la relation

$$\Delta t \leq \frac{T_m}{5}$$

Où T_m est le temps de montée de l'hydrogramme d'entrée

La valeur approprié de X peut être déterminée graphiquement, on trace les valeurs de stockage

$$V (t + 1) = V (t) + \frac{I (t + 1) + I (t)}{2} - \frac{Q (t + 1) + Q (t)}{2}$$

contre des valeurs du debit estimé par :

$$Q' = X \cdot I + (1-X) \cdot Q$$

On utilise des valeurs d'essai du X varie entre $0 < X < 0,5$. Pour chaque valeur de X, le graphe prend la forme d'une boucle comme la montre la Figure ci dessous, et la valeur appropriée de X est celle pour laquelle la boucle est « la plus serrée, » c'est-à-dire, la plus étroitement à une ligne droite. La valeur appropriée de K est alors déterminée comme l'inverse de la pente de la ligne droite des ajustements de cette boucle.

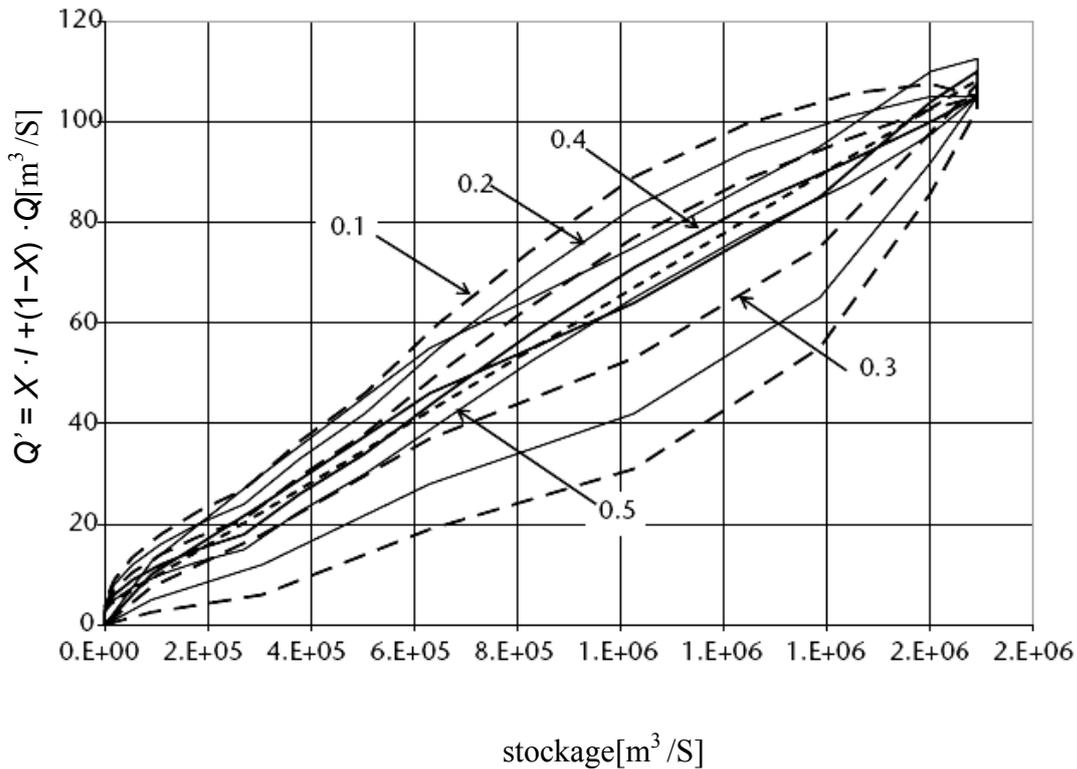


Figure IV.4 . détermination graphique des paramètres d'acheminement de Muskingum X et K . (Dingman Fluvial Hydraulics 2009)

IV.3.2. Calibrage des paramètres de Muskingum

Les paramètres K et X de Muskingum sont traités comme paramètres de calibrage, et ils peuvent être déterminés pour un oued si les hydrogrammes mesurés d'entrer et de sortie sont disponibles pour un événement de crue. Une fois que calibrés, on assume que demeurent constante et est aussi bien employé ces paramètres pour d'autres événements de crue.(OSMAN Akan)

Aldama (1990) et Sturm (2001) ont rapporté une méthode des moindres carrés pour calibrer les paramètres de Muskingum. Dans cette méthode, K et X sont déterminés par :

$$K = E + F$$

Et

$$X = \frac{E}{E + F}$$

Ou

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{Z} \left\{ \left[(\sum I_j Q_j) (\sum Q_j) - (\sum I_j) (\sum Q_j^2) \right] (\sum S_j) \right. \\ &\quad + \left[M (\sum Q_j^2) - (\sum Q_j)^2 \right] (\sum I_j S_j) \\ &\quad \left. + \left[(\sum I_j) (\sum Q_j) - M (\sum I_j Q_j) \right] (\sum Q_j S_j) \right\} \\ F &= \frac{1}{Z} \left\{ \left[(\sum I_j) (\sum I_j Q_j) - (\sum I_j^2) (\sum Q_j) \right] (\sum S_j) \right. \\ &\quad + \left[(\sum I_j) (\sum Q_j) - M (\sum I_j Q_j) \right] (\sum I_j S_j) \\ &\quad \left. + \left[M (\sum I_j^2) - (\sum I_j)^2 \right] (\sum Q_j S_j) \right\} \end{aligned}$$

Et

$$\begin{aligned} Z &= M \left[(\sum I_j^2) (\sum Q_j^2) - (\sum I_j Q_j)^2 \right] + 2 (\sum I_j) (\sum Q_j) (\sum I_j Q_j) \\ &\quad - (\sum I_j)^2 (\sum Q_j^2) - (\sum I_j^2) (\sum Q_j)^2 \end{aligned}$$

A partir des hydrogrammes anciens des stations Belloua (021803) et Baghlia (022001) sur oued Sebaou et Boumedfaa (021006), El affroun (021007) sur oued Mazafran on détermine les paramètres K et X.

Pour les stations Belloua (021803) et Baghlia (022001)

Après avoir tracer les boucles voir **annexe V.2** , on a trouvé que la valeur $X=0,35$ est la valeur pour laquelle la boucle prend la forme la plus serrée , pour déterminer la valeur exacte du paramètre K qui représente l'inverse de la pente de la ligne droite des ajustements de la boucle, pour préciser la valeur la plus proche de la pente de cette droite on a utilisé le logiciel **Tablecurve 2D V5.01.01** on a trouvé que la pente est égal à 0,305306222 **Fig IV.5**, la valeur de K devient :

$$K=1/0,305306222=3,2754$$

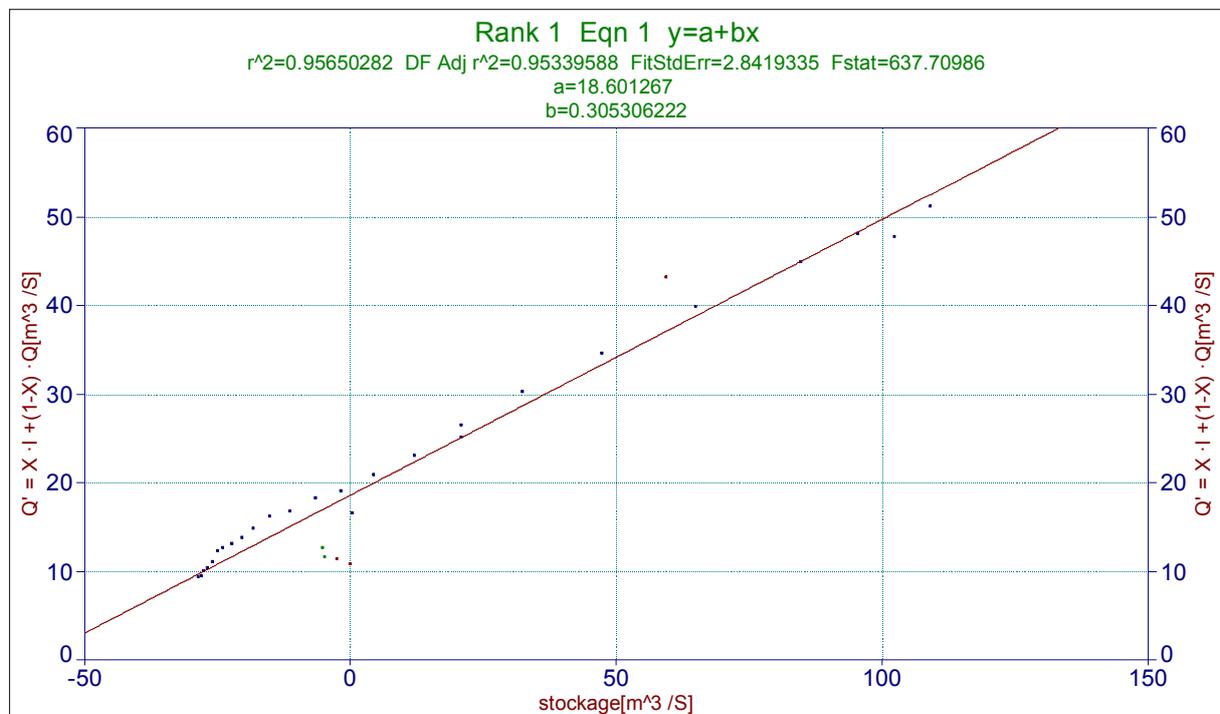


Figure IV.5. détermination graphique du paramètre d'acheminement de Muskingum K
 Pour les stations Belloua (21803) et Baghlia (022001)

Pour les stations Boumedfaa (021006), El affroun (021007) sur oued Mazafran :
on a trouvé que la valeur $X=0,39$ est valeur adéquate **annexe V.2** , la pente sera égale à
 $0,268168405$ **Fig IV.7** , la valeur de K devient :

$$K=1/0,268168405=3,729$$

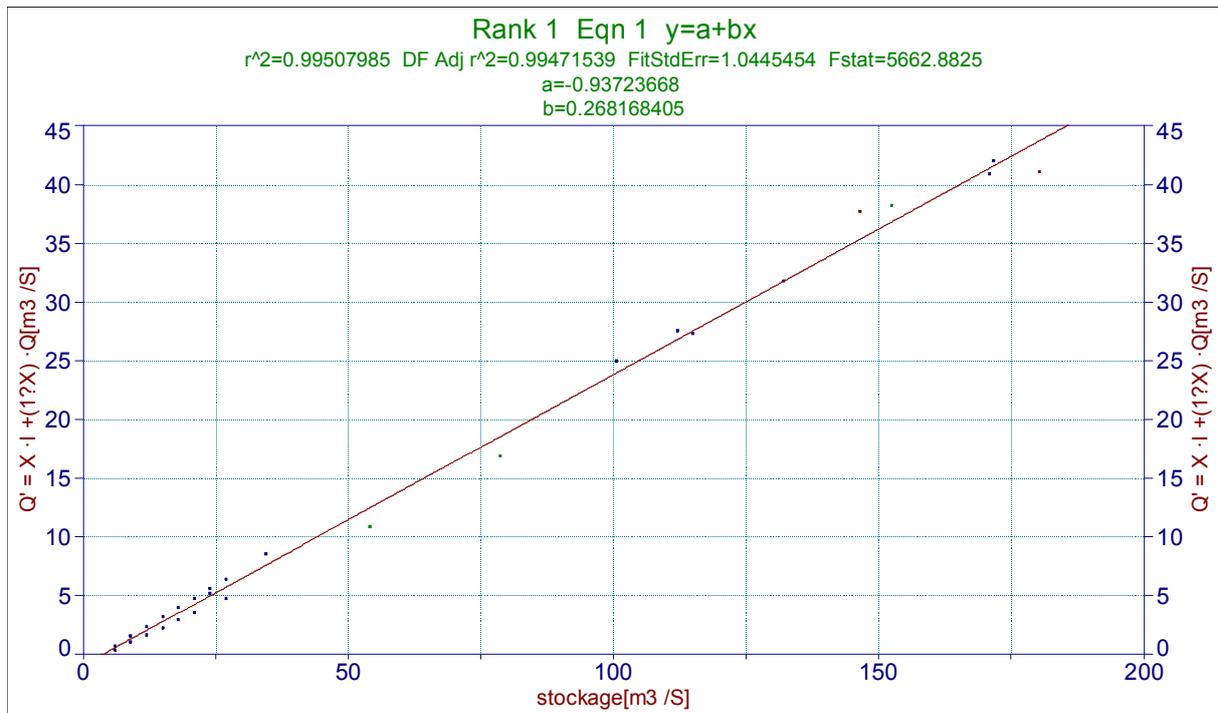


Figure IV.6. détermination graphique du paramètre d'acheminement de Muskingum K

Pour les stations Boumedfaa (021006), El affroun (021007)

IV.3.3. Application de la méthode

La méthode de Muskingum est une fonction d'acheminement d'application très aisée, tant pour la détermination des paramètres K et X que pour l'acheminement d'un hydrogramme (Musy A et Higho, 1983).

Rappelons les deux équations de base:

1.L'équation de continuité:
$$\frac{dS}{dt} = I - Q$$

2.La relation de Muskingum:
$$S = K.Q + K.X (I . Q)$$

Où:
$$S = K.[X.I + (1 - X).Q]$$

Le stockage S et le débit sortant Q (acheminé) sont les inconnues de se système à deux équations. On va tout d'abord exprimer la variation de stockage S entre deux instant $t=1$ et $t=2$. On a de suite:

Au temps $t=1$:

$$S_1 = K.[X.I_1 + (1 - X).Q_1] \dots\dots\dots(9)$$

Au temps $t=2$:

$$S_2 = K.[X.I_2 + (1 - X).Q_2] \dots\dots\dots(10)$$

Soit une variation de stock:

$$S_2 - S_1 = K.[X.I_2 + (1 - X).Q_2] - K.[X.I_1 + (1 - X).Q_1] \dots\dots\dots (11)$$

On peut encore évaluer la différence de stockage en recourant au principe des différences finies. On introduit alors cette équation (11) dans l'expression 2, ce qui donne:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{K \cdot [X \cdot I_2 + (1 - X) \cdot Q_2]}{\Delta t} - \frac{K \cdot [X \cdot I_1 + (1 - X) \cdot Q_1]}{\Delta t} \dots\dots\dots(12)$$

En réorganisant l'expression (12), nous obtenons:

$$Q_2 = \frac{K \cdot X - 0.5 \Delta t}{K - K \cdot X + 0.5 \Delta t} \cdot I_2 + \frac{K \cdot X + 0.5 \Delta t}{K - K \cdot X + 0.5 \Delta t} I_1 + \frac{K - K \cdot X - 0.5 \Delta t}{K - K \cdot X + 0.5 \Delta t}$$

Avec: $Q_2 = C_0 \cdot I_2 + C_0 \cdot I_1 + C_1 \cdot Q_1$

$$C_0 = \frac{K \cdot X - 0.5 \Delta t}{K - K \cdot X + 0.5 \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{K \cdot X + 0.5 \Delta t}{K - K \cdot X + 0.5 \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{K - K \cdot X - 0.5 \Delta t}{K - K \cdot X + 0.5 \Delta t}$$

Il est recommandé de vérifier que $X \leq \frac{0.5 \Delta t}{K} \leq 1 - X$ avec $X \leq 0.5$

IV.3.4. Signification des paramètres d'acheminement

Si on considère que $X=0$ l'équation

$$S = K \cdot Q + K \cdot X (I \cdot Q)$$

devient

$$K = \frac{S}{Q}$$

c'est.à.dire K est le volume total stocké dans l'oued diviser par Q C'est la définition du temps de séjour ,c'est la durée moyenne que prend une parcelle d'eau dans l'oued .

Ainsi K est le temps qui prend une onde de crue pour traverser l'oued et on peut écrire :

$$K = \frac{\Delta X}{U_{oc}}$$

Ou

ΔX est longueur de l'oued

K est le décalage entre les pick d'hydrogramme d'entrée et de sortie

U_{oc} est la vitesse de propagation de l'onde de crue .

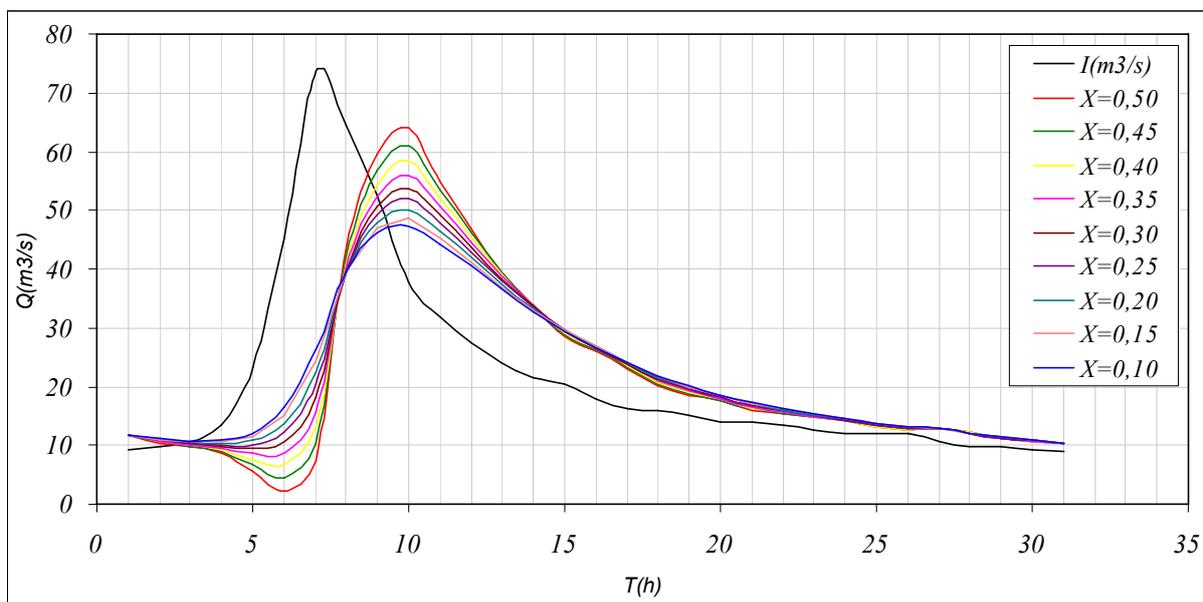


Figure IV.7 Effets du paramètre de Muskingum X sur la propagation de l'hydrogramme d'entrée le long de l'oued

Le stockage dans la rivière dépend seulement du débit aval, si $x=0,5$ le stockage dépend du débit amont et aval, dans ce cas le débit aval à un pas de temps donné est égale au débit amont au pas du temps précédent, et l'hydrogramme d'entrée se déplace simplement dans l'oued avec un petit changement de forme ou diminution du débit max, McCuen (2005) a indiqué que $X \approx 0.2$ pour les rivières larges et $X \approx 0.4$ pour les cours d'eaux naturels, la valeur de X ne doit pas dépasser 0,5 parce que ceci mène à l'amplification de l'hydrogramme aval et augmente les problèmes des débit négatives.

Pour faciliter le calcul et la représentation des hydrogrammes de crues on a utilisé le langage de programmation VB6 pour créer un module de classe (fonction) dans MS EXCEL

de la méthode de Muskingum.

A partir de ce programme (macro), on peut lancer une exécution des opérations. On commence tout d'abord par la saisie des données disponibles des observations relatives à la station amont et aval avec un pas de temps suffisamment court. Les résultats de détermination du paramètre X sont présentés dans l'annexe IV.1 et IV.2 , le programme est présenté dans l'annexe IV.3.

IV.3.5. Résultats, discussions et interprétations

Les observations disponibles sont celles de la station Belloua (21803) et Baghlia (022001) sur oued Sebaou .

Tableau IV.1 résultats obtenus entre les stations (Baloua et Baghlia)

- ◆ (DATE: 28 au 30.04.1988: STATION (I):021803 : STATION (Q):022001
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ Pas de Temps (h): 1heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
1,00	9,36	11,72	11,72	17,00	16,34	23,68	23,48
2,00	9,74	10,73	12,40	18,00	15,95	20,98	20,92
3,00	10,50	10,17	12,40	19,00	15,17	19,26	20,07
4,00	13,30	9,60	12,40	20,00	14,00	17,99	18,36
5,00	23,30	8,55	13,08	21,00	14,00	16,47	17,51
6,00	45,20	8,78	14,44	22,00	13,30	15,70	15,80
7,00	73,56	15,66	26,89	23,00	12,60	14,96	14,52
8,00	64,60	39,89	39,34	24,00	11,90	14,24	13,88
9,00	52,56	52,25	50,63	25,00	11,90	13,35	13,24
10,00	37,84	55,98	53,22	26,00	11,90	12,80	12,60
11,00	31,98	50,52	51,93	27,00	10,55	12,79	11,44
12,00	27,38	44,60	46,74	28,00	9,74	12,14	10,86
13,00	24,18	38,84	40,26	29,00	9,74	11,22	10,28
14,00	21,40	33,95	35,08	30,00	9,36	10,75	9,70
15,00	20,40	29,42	29,90	31,00	8,98	10,32	9,70
16,00	17,90	26,60	26,04				

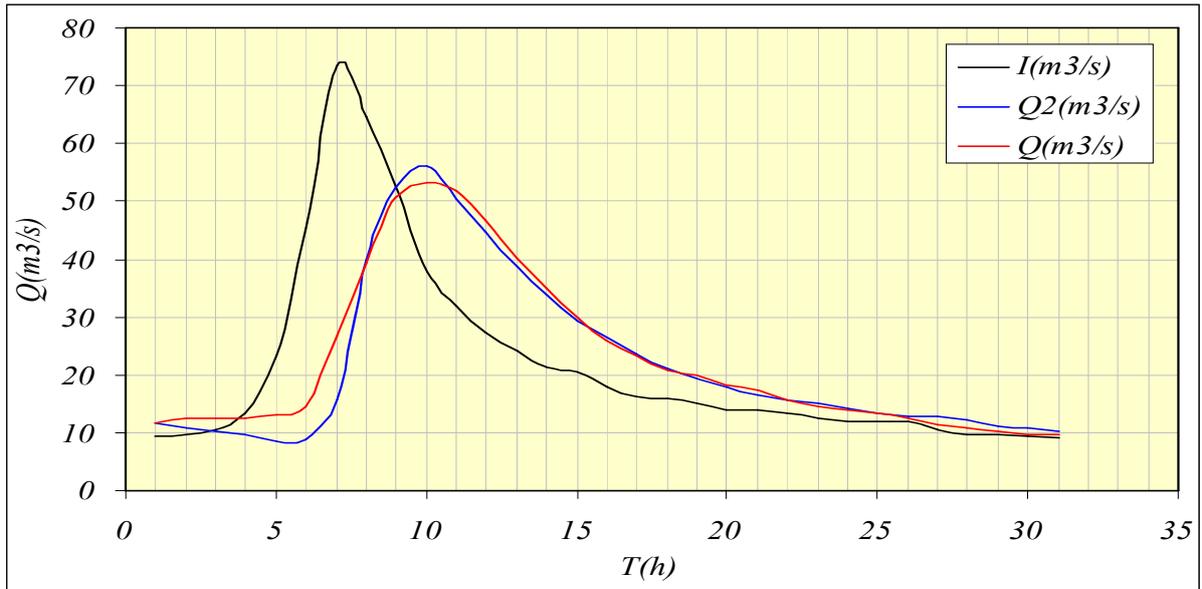


Figure IV.8 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 28 au 30.04.1988 st: Baloua et Baghlia)

Paramètres et coefficients de Muskingum			
K	3,2754	C0	.0,24587
X	0,35	C1	0,62624
dt(h)	1	C2	0,619629

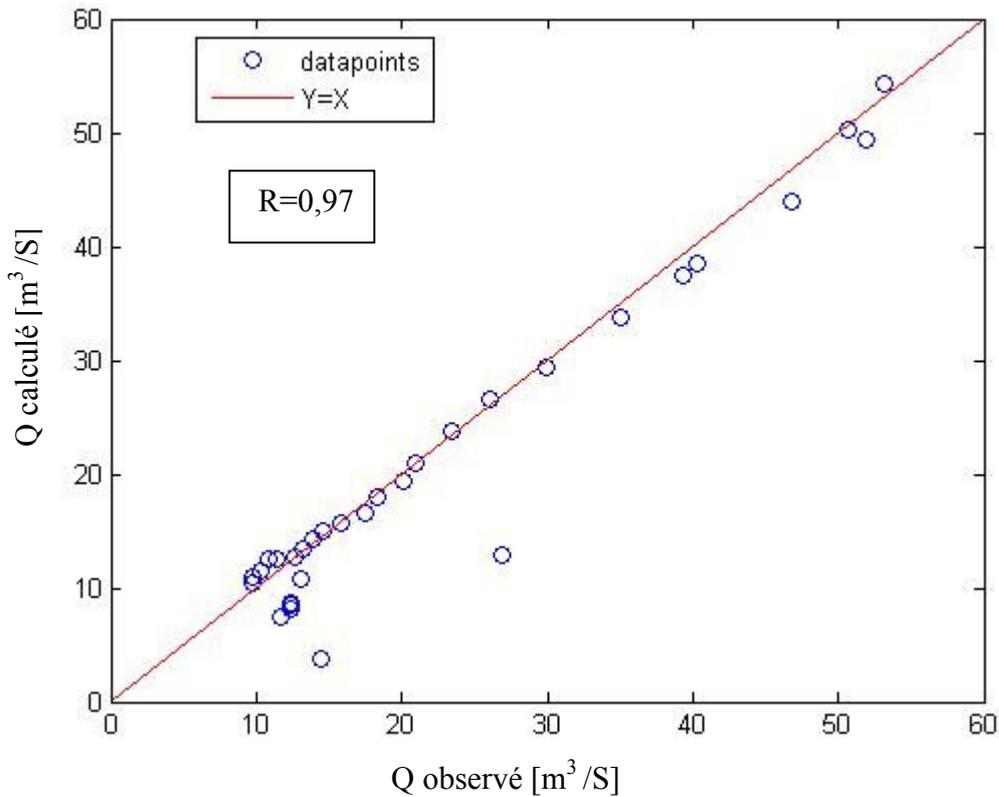


Figure IV.9 : Débits calculés (estimés) – débits observés 28 au 30.04.1988 st: Baloua et Baghlia

Tableau IV.2: résultats obtenus entre les stations (Baloua et Baghlia)

♦ (DATE: 23 au 26 .01.1989: STATION (I):021803 : STATION (Q):022001

- ♦ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ♦ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ♦ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ♦ (Pas de Temps (h): 1heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
2,00	9,44	9,44	2,50	62,00	19,10	20,02	31,84
4,00	9,44	9,44	3,00	64,00	18,30	19,47	30,13
6,00	10,29	9,40	3,50	66,00	17,90	18,74	29,26
8,00	9,87	9,99	4,50	68,00	17,50	18,22	26,65
10,00	9,66	9,92	6,20	70,00	16,60	17,80	25,78
12,00	9,66	9,75	9,90	72,00	16,15	17,06	24,04
14,00	9,66	9,69	15,70	74,00	15,70	16,50	24,04
16,00	9,66	9,67	17,50	76,00	15,25	16,01	23,17
18,00	9,66	9,66	20,86	78,00	15,25	15,52	22,30
20,00	16,15	9,35	31,36	80,00	14,80	15,37	21,34
22,00	27,70	13,16	38,68	82,00	14,80	15,01	20,86
24,00	82,70	19,88	45,77	84,00	14,80	14,87	20,38
26,00	86,00	59,88	72,70	86,00	14,24	14,85	18,57
28,00	91,20	76,33	76,38	88,00	13,98	14,47	17,61
30,00	79,40	86,39	81,28	90,00	13,71	14,17	16,64
32,00	66,60	82,52	67,80	92,00	13,45	13,89	15,68
34,00	56,40	72,82	64,13	94,00	13,19	13,62	14,71
36,00	47,00	62,76	60,45	96,00	12,93	13,36	13,75
38,00	40,60	52,99	57,05	98,00	12,66	13,09	12,78
40,00	36,40	45,27	54,10	100,00	12,40	12,83	11,82
42,00	32,50	39,78	52,30	102,00	12,14	12,57	10,85
44,00	31,30	35,18	50,40	104,00	11,88	12,30	10,85
46,00	28,90	32,81	48,50	106,00	11,61	12,04	10,85
48,00	26,50	30,42	45,77	108,00	11,35	11,78	10,85
50,00	24,00	28,03	44,77	110,00	11,09	11,52	10,85
52,00	23,00	25,50	43,04	112,00	10,83	11,25	10,85
54,00	22,50	23,93	40,31	114,00	10,56	10,99	10,85
56,00	21,10	23,08	37,72	116,00	10,30	10,73	10,85
58,00	20,30	21,85	35,20	118,00	10,04	10,47	10,85
60,00	19,50	20,90	34,36	120,00	9,78	10,20	10,85

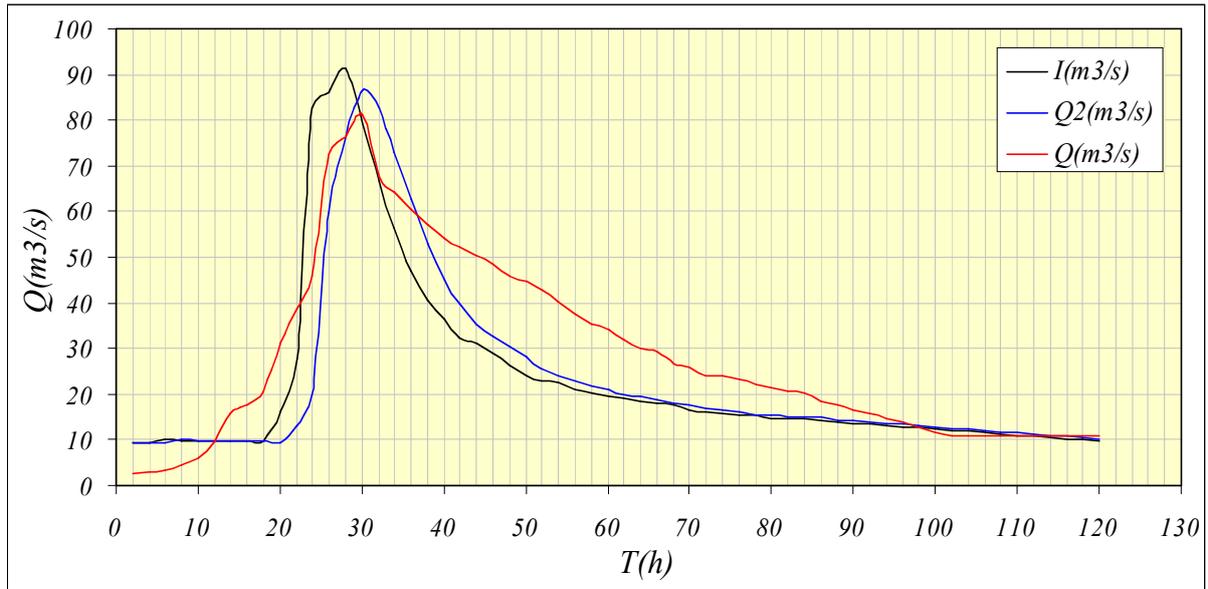


Figure IV.10 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 23au 26 .01.1989:st: Baloua et Baghlia)

Parametres et coefficients de Muskingum			
K	3,2754	C0	.0,21854
X	0,332	C1	0,59057
dt(h)	1	C2	0,627972

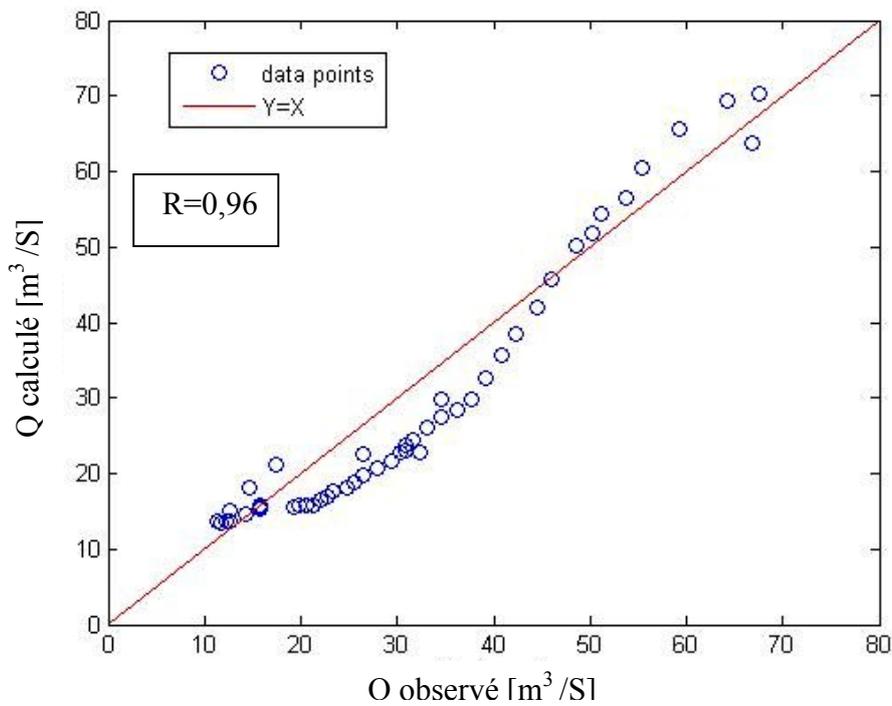


Figure IV.11 : Débits calculés(estimés) – débits observés 23au 26 .01.1989 st: Baloua et Baghlia

Tableau IV.3: résultats obtenus entre les stations (Baloua et Baghlia)

- ◆ (DATE: 29.12.1992 au 01.01.1993: STATION (I):021803 : STATION (Q):022001
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ (Pas de Temps (h): 2heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
2,00	7,43	35,50	35,50	76,00	95,10	110,69	154,76
4,00	7,66	17,55	37,00	78,00	86,00	101,15	138,92
6,00	7,66	11,23	37,75	80,00	81,60	91,67	132,44
8,00	7,88	8,93	38,50	82,00	78,30	85,39	125,96
10,00	14,80	7,94	39,25	84,00	75,00	81,01	121,64
12,00	18,30	12,16	40,00	86,00	67,65	77,51	119,48
14,00	18,70	16,07	41,64	88,00	60,90	71,52	113,00
16,00	24,00	17,50	43,28	90,00	55,50	64,99	108,68
18,00	24,50	21,63	44,10	92,00	51,25	59,12	102,20
20,00	23,50	23,51	44,92	94,00	49,55	54,17	95,72
22,00	22,50	23,55	44,92	96,00	49,55	51,22	93,56
24,00	20,70	22,96	46,56	98,00	46,20	50,31	89,24
26,00	20,70	21,52	47,38	100,00	45,35	47,72	87,08
28,00	19,90	21,03	47,38	102,00	43,84	46,28	84,92
30,00	19,90	20,31	48,20	104,00	42,32	44,79	82,76
32,00	19,50	20,07	49,28	106,00	40,81	43,28	79,74
34,00	19,50	19,70	50,36	108,00	39,29	41,77	77,14
36,00	19,90	19,55	52,52	110,00	37,78	40,26	74,55
38,00	19,90	19,78	53,60	112,00	36,26	38,74	71,96
40,00	20,70	19,82	54,68	114,00	34,75	37,23	69,37
42,00	24,00	20,23	54,68	116,00	33,23	35,71	66,78
44,00	36,40	22,06	61,16	118,00	31,72	34,20	64,18
46,00	135,10	26,61	100,04	120,00	30,20	32,68	61,59
48,00	327,96	86,93	245,54	122,00	28,69	31,17	59,00
50,00	404,40	237,42	359,64	124,00	27,17	29,65	56,41
52,00	431,60	342,88	389,44	126,00	25,66	28,14	53,82
54,00	368,70	402,53	406,52	128,00	24,14	26,62	51,22
56,00	299,40	384,15	384,72	130,00	22,63	25,11	48,63
58,00	252,36	332,18	321,76	132,00	21,11	23,59	46,04
60,00	205,32	283,36	278,50	134,00	19,60	22,08	43,45

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
62,00	171,72	235,05	243,48	136,00	16,57	20,63	40,86
64,00	160,68	195,09	212,28	138,00	16,57	18,03	38,26
66,00	156,64	173,28	192,04	140,00	13,94	17,22	35,67
68,00	142,60	163,30	184,68	142,00	13,54	15,14	35,67
70,00	133,40	150,50	177,72	144,00	12,02	14,19	35,67
72,00	115,60	140,40	171,16	146,00	8,99	12,94	35,67
74,00	102,00	125,19	159,68	148,00	8,99	10,42	35,67

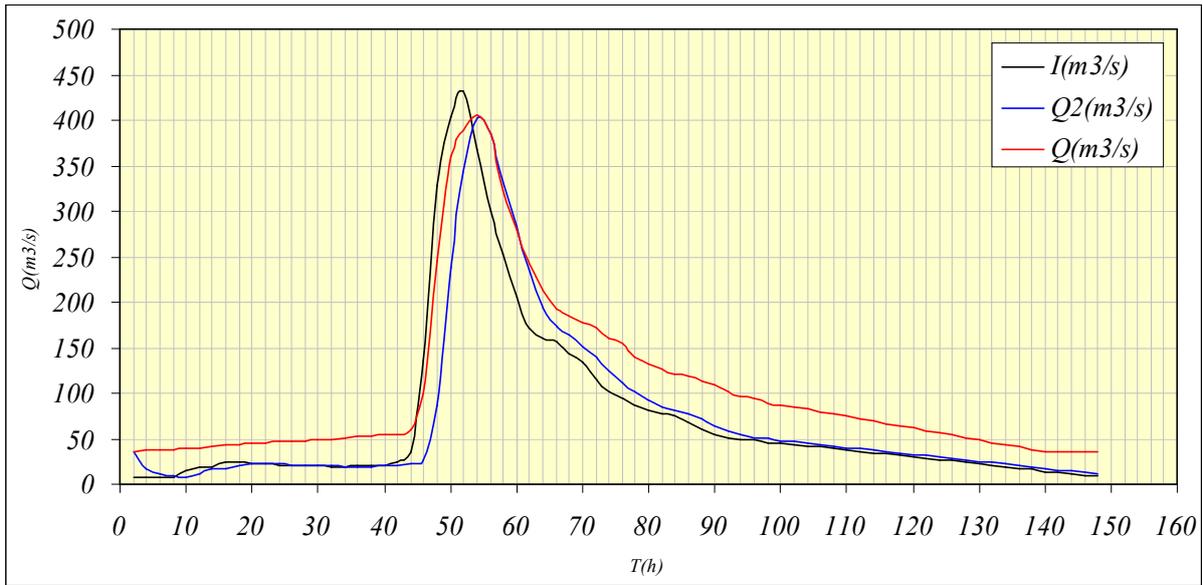


Figure IV.12 : hydrogramme d'entrée et de sortie : 29.12.1992 au 01.01.1993
st: Baloua et Baghlia

Paramètres et coefficients de Muskingum			
K	3,2754	C0	.0,04678
X	0,35	C1	0,685965
dt(h)	2	C2	0,36082

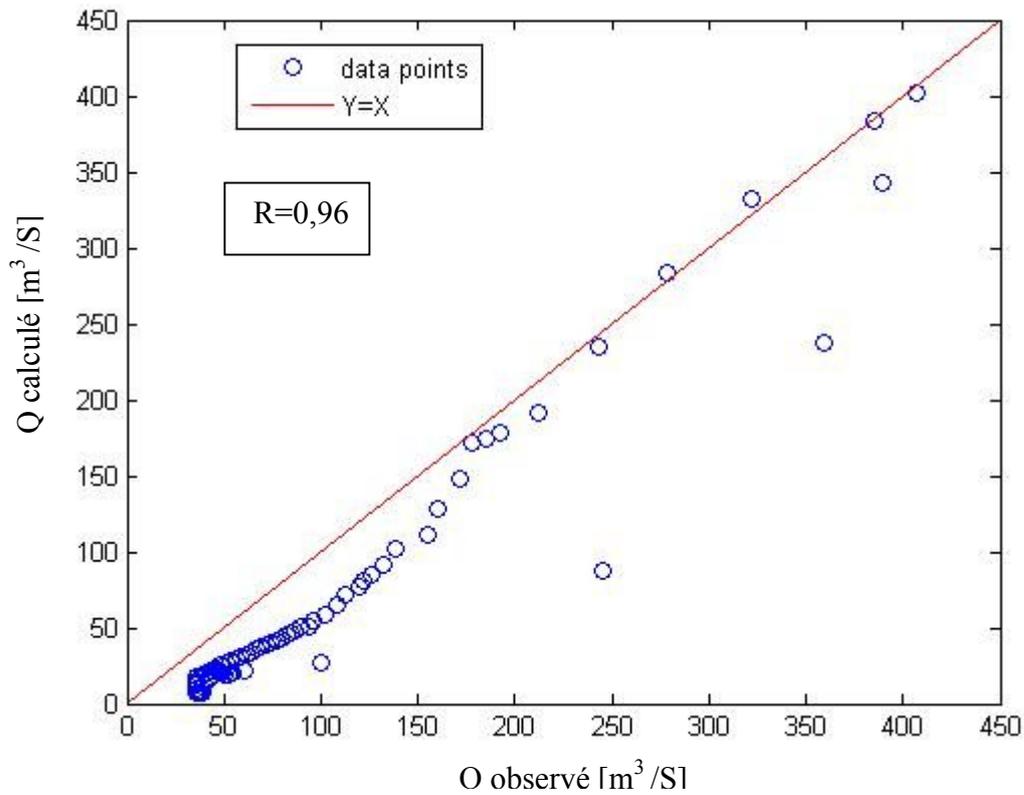


Figure IV.13 : Débits calculés(estimés) – débits observés 29.12.1992 au 01.01.1993
st: Baloua et Baghlia

Tableau IV.4: résultats obtenus entre les stations (Baloua et Baghlia)

- ◆ (DATE: 20 au 23.01.1994: STATION (I):021803 : STATION (Q):022001
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ (Pas de Temps (h): 2heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
2,00	9,44	9,44	2,50	44,00	31,30	35,18	50,40
4,00	9,44	9,44	3,00	46,00	28,90	32,81	48,50
6,00	10,29	9,40	3,50	48,00	26,50	30,42	45,77
8,00	9,87	9,99	4,50	50,00	24,00	28,03	45,77
10,00	9,66	9,92	6,20	52,00	23,00	25,50	43,04
12,00	12,84	9,60	13,90	54,00	22,50	23,93	40,31
14,00	14,80	11,58	15,70	56,00	21,10	23,08	37,72
16,00	16,15	13,58	17,50	58,00	20,30	21,85	35,20
18,00	15,70	15,24	20,86	60,00	19,50	20,90	34,36
20,00	16,15	15,51	34,36	62,00	19,10	20,02	31,84
22,00	27,70	15,38	46,68	64,00	18,30	19,47	30,13
24,00	82,70	20,68	45,77	66,00	17,90	18,74	29,26
26,00	86,00	60,17	72,70	68,00	17,50	18,22	26,65
28,00	91,20	76,44	76,38	70,00	16,60	17,80	25,78
30,00	79,40	86,42	81,28	72,00	16,15	17,06	24,04
32,00	66,60	82,53	67,80	74,00	15,70	16,50	24,04
34,00	56,40	72,83	64,13	76,00	15,25	16,01	23,17
36,00	47,00	62,77	60,45	78,00	15,25	15,52	22,30
38,00	40,60	52,99	57,05	80,00	14,80	15,37	21,34
40,00	36,40	45,27	56,10	82,00	14,80	15,01	20,86
42,00	32,50	39,78	52,30	84,00	14,80	14,87	20,38

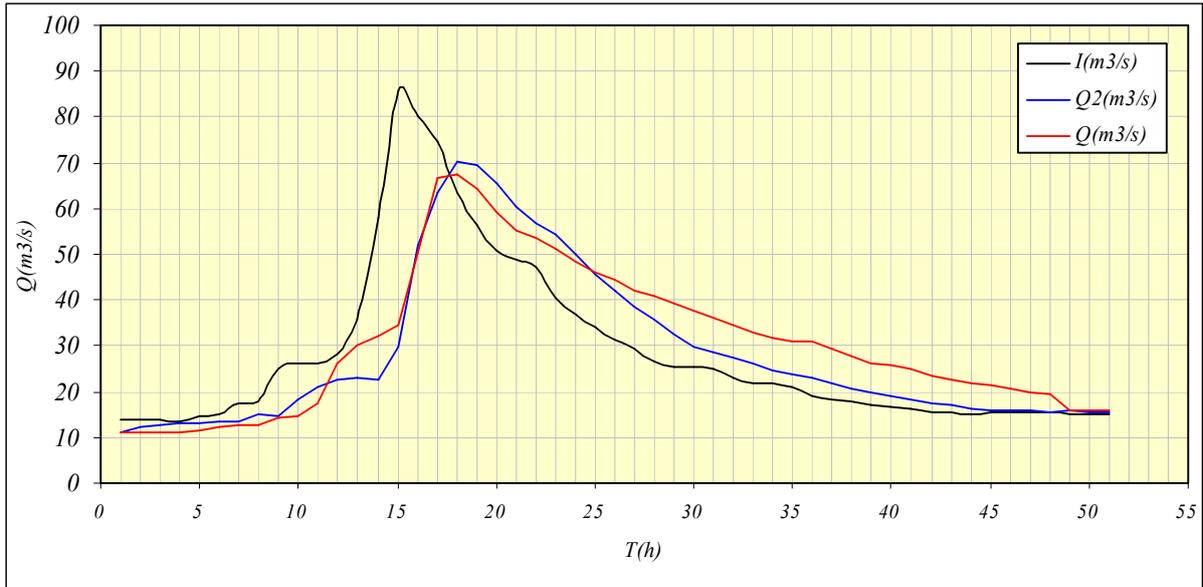


Figure IV.14 : hydrogramme d'entrée et de sortie : 29.12.1992 au 01.01.1993
st: Baloua et Baghlia

Parametres et coefficients de Muskingum			
K	3,2754	C0	.0,04678
X	0,35	C1	0,685965
dt(h)	2	C2	0,36082

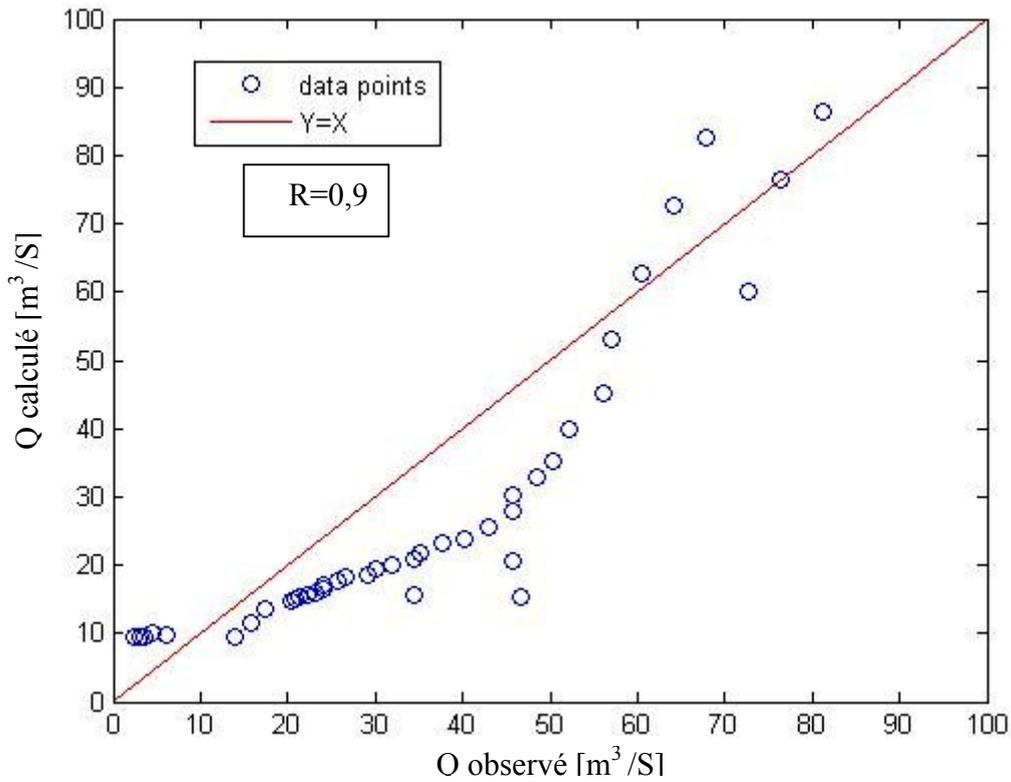


Figure IV.15 : Débits calculés(estimés) – débits observés 29.12.1992 au 01.01.1993
st: Baloua et Baghlia

Les observations disponibles sont celles de la station Boumedfaa (021006), El affroun (021007) sur oued Mazafran .

Tableau IV.5 résultats obtenus entre les stations (Boumedfaa et El affroun)

- ◆ (DATE: 05 au 06.02.1986: STATION (I):021006 : STATION (Q):021007
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ (Pas de Temps (h): 1heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
1,00	1,45	1,49	1,49	26,00	16,93	22,74	25,24
2,00	1,45	1,48	1,57	27,00	16,43	20,89	24,25
3,00	1,45	1,47	1,64	28,00	14,93	19,78	23,92
4,00	1,45	1,46	1,64	29,00	14,02	18,37	23,15
5,00	1,45	1,46	1,64	30,00	12,30	17,36	22,49
6,00	1,45	1,46	1,71	31,00	11,12	15,96	22,29
7,00	1,56	1,42	1,71	32,00	9,93	14,63	20,74
8,00	2,68	1,17	1,71	33,00	9,14	13,24	18,90
9,00	4,90	1,07	1,71	34,00	8,75	11,94	17,70
10,00	6,18	2,03	1,82	35,00	8,06	11,04	16,50
11,00	8,32	2,86	1,82	36,00	7,47	10,18	15,66
12,00	13,56	3,28	1,82	37,00	7,17	9,33	14,82
13,00	20,10	5,00	2,53	38,00	6,88	8,68	13,98
14,00	25,10	8,79	3,45	39,00	6,58	8,14	13,43
15,00	35,08	11,62	7,58	40,00	5,99	7,77	12,62
16,00	53,68	14,52	14,36	41,00	5,40	7,32	11,81
17,00	58,16	26,68	28,54	42,00	5,40	6,67	11,27
18,00	56,88	37,80	36,26	43,00	5,17	6,30	10,10
19,00	40,73	48,77	44,00	44,00	4,72	6,04	8,76
20,00	32,82	48,20	48,20	45,00	4,49	5,65	7,86
21,00	26,10	44,79	47,78	46,00	4,49	5,25	7,42
22,00	21,10	39,77	40,00	47,00	4,26	5,05	6,52
23,00	18,60	34,07	34,08	48,00	4,09	4,83	6,35
24,00	17,60	29,06	30,90	49,00	4,09	4,58	6,35
25,00	17,60	25,14	27,88				

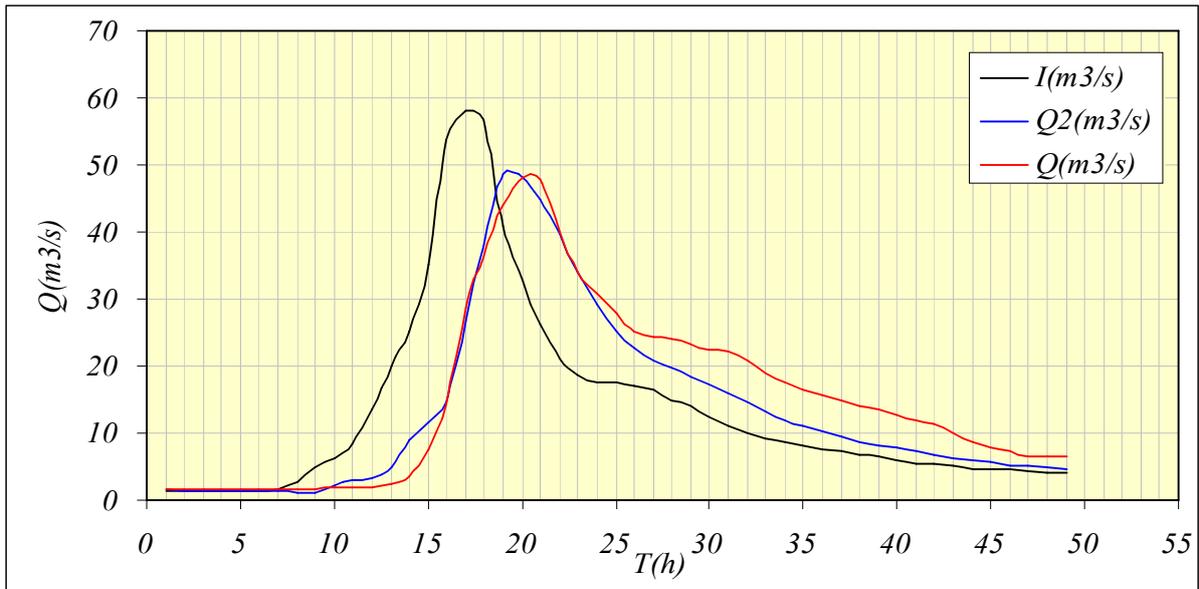


Figure IV.16 : hydrogramme d'entrée et de sortie 05 au 06.02.1986:st Boumedfaa et El affroun

Paramètres et coefficients de Muskingum			
K	3,729	C0	.0,34393
X	0,39	C1	0,704335
dt(h)	1	C2	0,639599

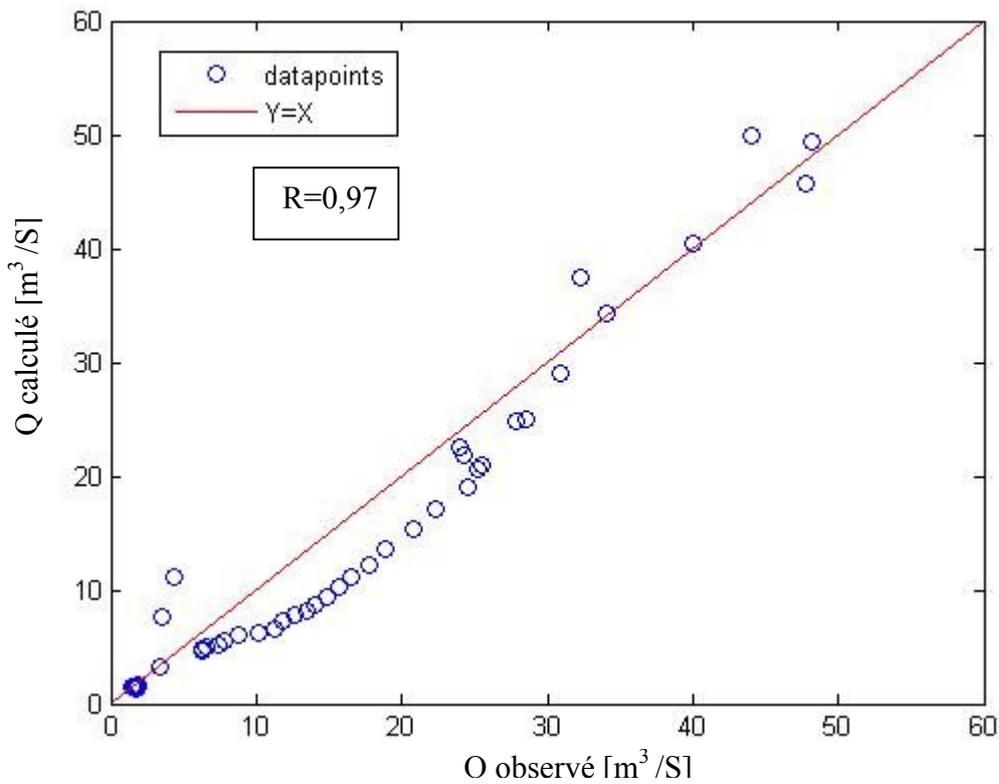


Figure IV.17 : Débits calculés(estimés) – débits observés 05 au 06.02.1986 st: Boumedfaa et El affroun

Tableau IV.6 résultats obtenus entre les stations (Boumedfaa et El affroun)

- ◆ (DATE: 08 au 10.02.1986 : STATION (I):021006 : STATION (Q):021007
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ (Pas de Temps (h): 2heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
2,00	2,18	2,93	2,93	36,00	22,10	34,22	32,97
4,00	2,18	2,47	2,66	38,00	16,60	27,58	29,88
6,00	2,18	2,29	2,53	40,00	13,59	21,29	24,58
8,00	2,04	2,24	2,53	42,00	11,12	16,93	21,05
10,00	2,04	2,12	2,53	44,00	9,54	13,60	19,50
12,00	1,90	2,09	2,26	46,00	8,75	11,23	17,10
14,00	1,90	1,97	2,15	48,00	7,76	9,85	15,38
16,00	1,90	1,93	2,15	50,00	6,88	8,70	12,89
18,00	1,90	1,91	2,04	52,00	5,99	7,71	11,27
20,00	13,16	0,34	2,04	54,00	4,94	6,80	8,31
22,00	42,99	4,03	2,15	56,00	4,72	5,70	7,42
24,00	63,30	25,00	19,50	58,00	4,49	5,13	6,35
26,00	60,20	48,82	60,94	60,00	4,09	4,79	6,35
28,00	58,16	56,05	56,70	62,00	3,91	4,39	6,35
30,00	40,16	59,84	51,14	64,00	3,74	4,12	6,19
32,00	32,25	48,92	45,68	66,00	3,56	3,91	6,02
34,00	29,43	39,13	36,30	68,00	3,39	3,72	5,85

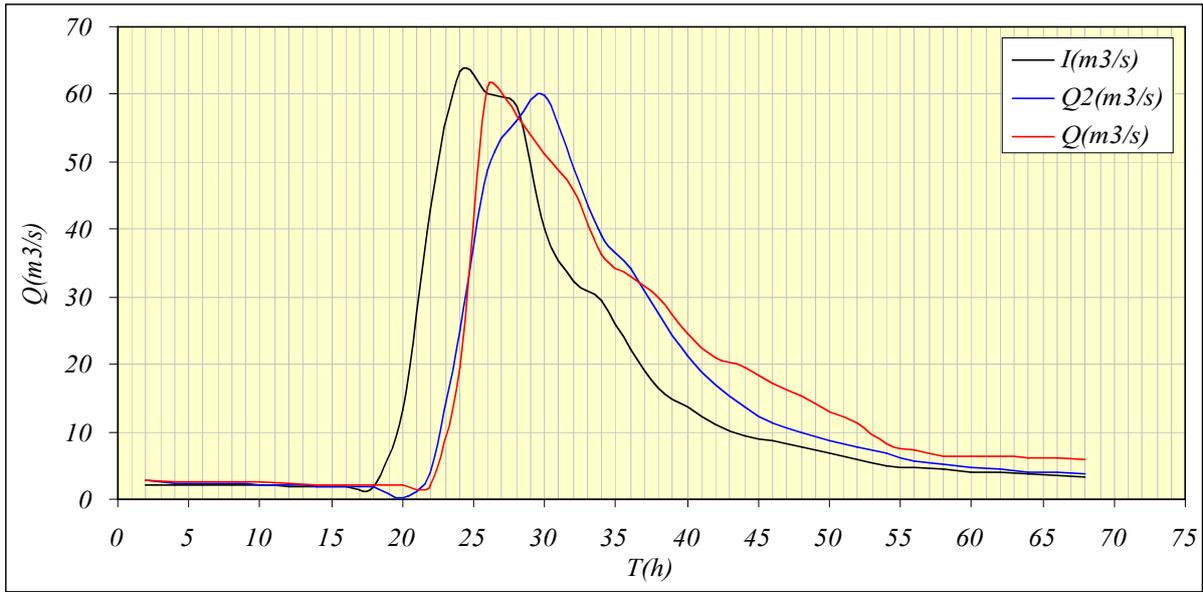


Figure IV.18 : hydrogramme d'entrée et de sortie 08 au 10.02.1986:st Boumedfaa et El affroun

Paramètres et coefficients de Muskingum			
K	3,729	C0	.0,13873
X	0,39	C1	0,749479
dt(h)	2	C2	0,389255

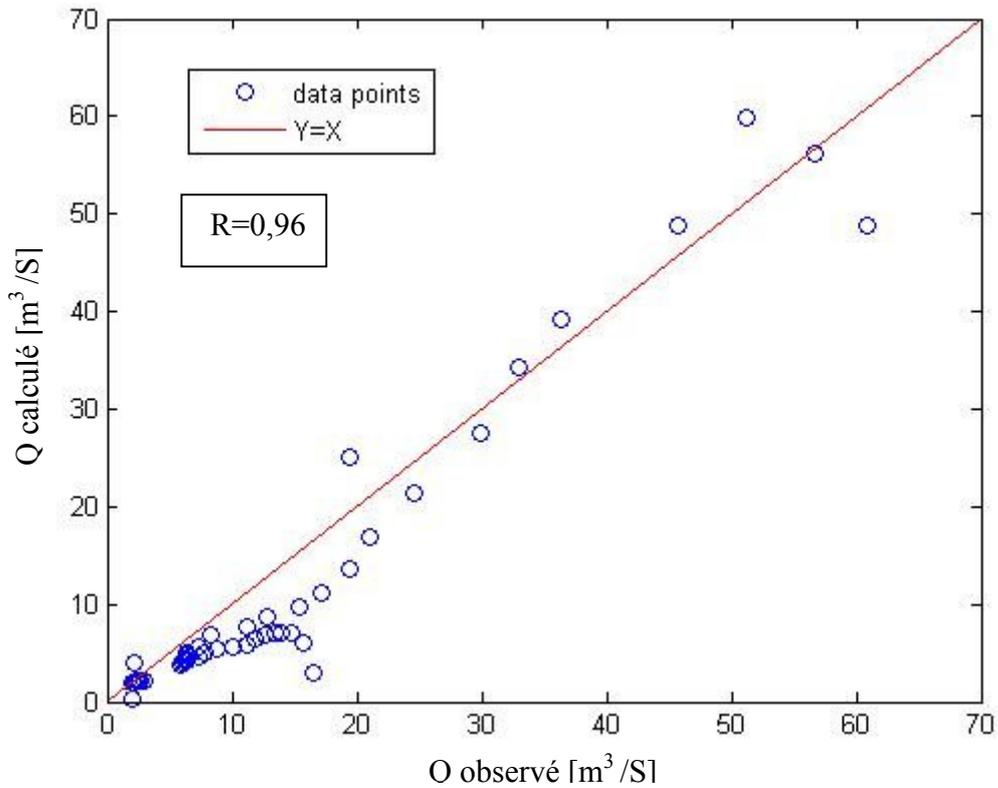


Figure IV.19 : Débits calculés(estimés) – débits observés 08 au 10.02.1986 st: Boumedfaa et El affroun

Tableau IV.7 résultats obtenus entre les stations (Boumedfaa et El affroun)

- ◆ (DATE: 06 au 11.03.1986 : STATION (I):021006 : STATION (Q):021007
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ (Pas de Temps (h): 2heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
2,00	0,90	1,35	1,35	36,00	6,29	7,63	13,98
4,00	0,99	1,06	1,35	38,00	5,40	6,93	12,35
6,00	1,25	0,98	1,49	40,00	5,70	5,95	11,27
8,00	1,79	1,07	1,64	42,00	4,26	6,00	9,66
10,00	3,23	1,31	2,26	44,00	3,91	4,98	8,76
12,00	8,35	1,77	4,85	46,00	3,91	4,33	8,76
14,00	42,42	1,06	45,68	48,00	3,74	4,10	9,66
16,00	102,00	18,06	98,80	50,00	3,39	3,93	5,85
18,00	99,90	69,62	95,00	52,00	3,23	3,62	5,35
20,00	46,94	95,46	78,00	54,00	2,92	3,43	5,02
22,00	27,73	68,49	55,48	56,00	3,07	3,09	5,02
24,00	19,10	44,79	32,60	58,00	3,07	3,08	4,85
26,00	13,59	29,87	25,24	60,00	3,07	3,08	4,36
28,00	10,72	20,32	21,36	62,00	3,23	3,05	4,48
30,00	8,35	14,79	18,90	64,00	3,56	3,12	4,61
32,00	7,76	10,94	17,10	66,00	4,26	3,29	4,61
34,00	6,58	9,16	15,66	68,00	4,72	3,82	6,19

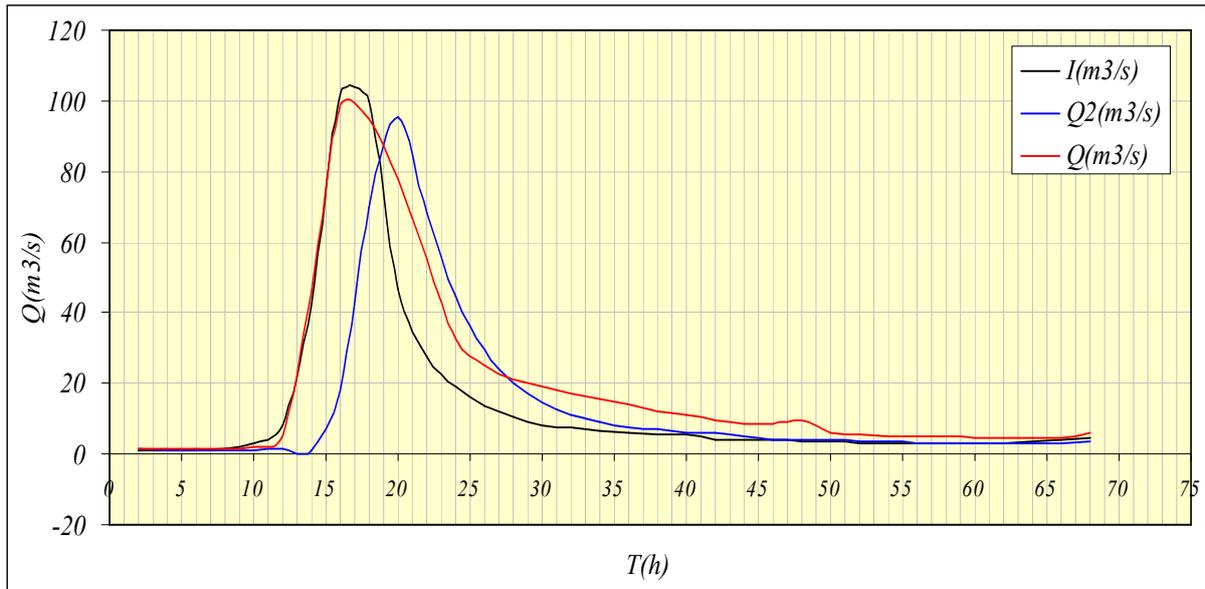


Figure IV.20 : hydrogramme d'entrée et de sortie 06 au 11.03.1986:st Boumedfaa et El affroun

Paramètres et coefficients de Muskingum			
K	3,729	C0	.0,34393
X	0,39	C1	0,704335
dt(h)	1	C2	0,639599

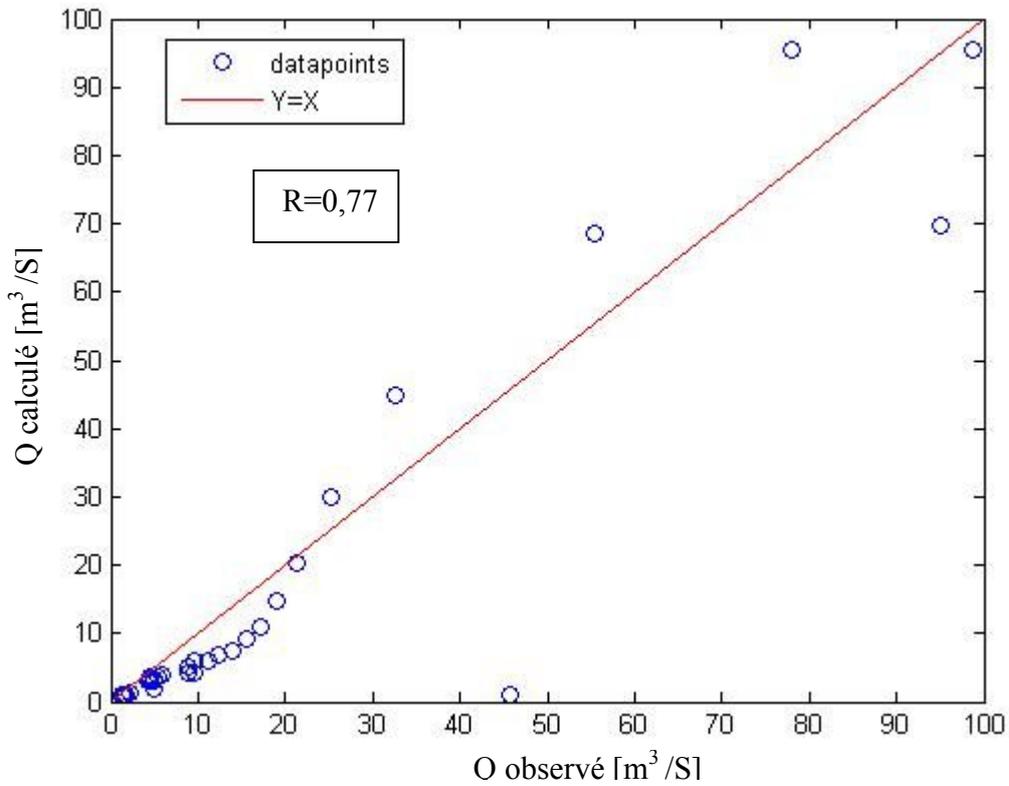


Figure IV.21 : Débits calculés(estimés) – débits observés 06 au 11.03.1986 st: Boumedfaa et El affroun

Tableau IV.8: résultats obtenus entre les stations (Boumedfaa et El affroun)

- ◆ (DATE: 20 au 22.03.1989: STATION (I):021006 : STATION (Q):021007
- ◆ (I) : Hydrogramme d'entrée (M³/S)
- ◆ (Q) : Hydrogramme de sortie mesuré (M³/S)
- ◆ (Q₂) : Hydrogramme de sortie estimé (M³/S)
- ◆ (Pas de Temps (h): 1heure

T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)	T(h)	I(m3/s)	Q2(m3/s)	Q(m3/s)
1,00	1,91	1,60	1,60	23,00	13,70	22,24	14,03
2,00	2,02	1,68	1,68	24,00	12,32	19,64	12,10
3,00	2,76	1,54	1,76	25,00	11,40	17,32	10,77
4,00	3,25	1,81	1,84	26,00	9,56	15,82	10,06
5,00	3,54	2,23	2,00	27,00	8,39	13,97	9,12
6,00	23,92	.4,30	2,10	28,00	7,33	12,32	8,42
7,00	52,40	.3,93	2,40	29,00	6,62	10,77	7,48
8,00	83,33	5,74	2,86	30,00	5,91	9,51	7,01
9,00	92,20	30,65	3,46	31,00	5,21	8,45	6,30
10,00	97,00	51,18	4,70	32,00	4,36	7,58	6,10
11,00	83,80	72,23	31,00	33,00	3,85	6,59	5,50
12,00	65,54	82,68	76,96	34,00	3,44	5,74	5,10
13,00	52,96	80,83	83,76	35,00	3,34	4,95	4,70
14,00	42,80	74,28	72,20	36,00	3,08	4,46	4,50
15,00	36,64	65,05	59,52	37,00	2,90	4,02	4,18
16,00	31,58	56,55	47,74	38,00	2,76	3,66	3,94
17,00	27,88	48,83	38,44	39,00	2,63	3,39	3,82
18,00	24,25	42,53	33,48	40,00	2,49	3,16	3,70
19,00	21,36	36,93	26,50	41,00	2,36	2,97	3,58
20,00	19,50	31,96	21,50	42,00	2,22	2,79	3,58
21,00	17,40	28,19	17,40	43,00	2,12	2,62	3,58
22,00	15,66	24,90	15,13	44,00	2,12	2,44	3,58

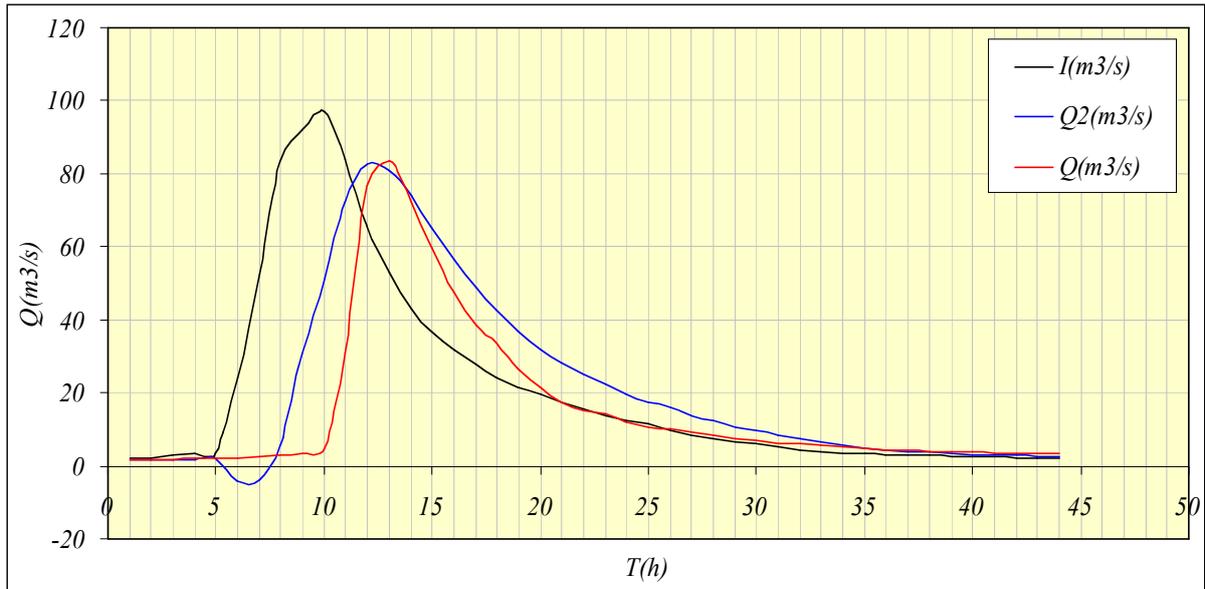


Figure IV.22 : hydrogramme d'entrée et de sortie 20 au 22.03.1989:st Boumedfaa et El affroun

Paramètres et coefficients de Muskingum			
K	3,729	C0	.0,34393
X	0,39	C1	0,704335
dt(h)	1	C2	0,639599

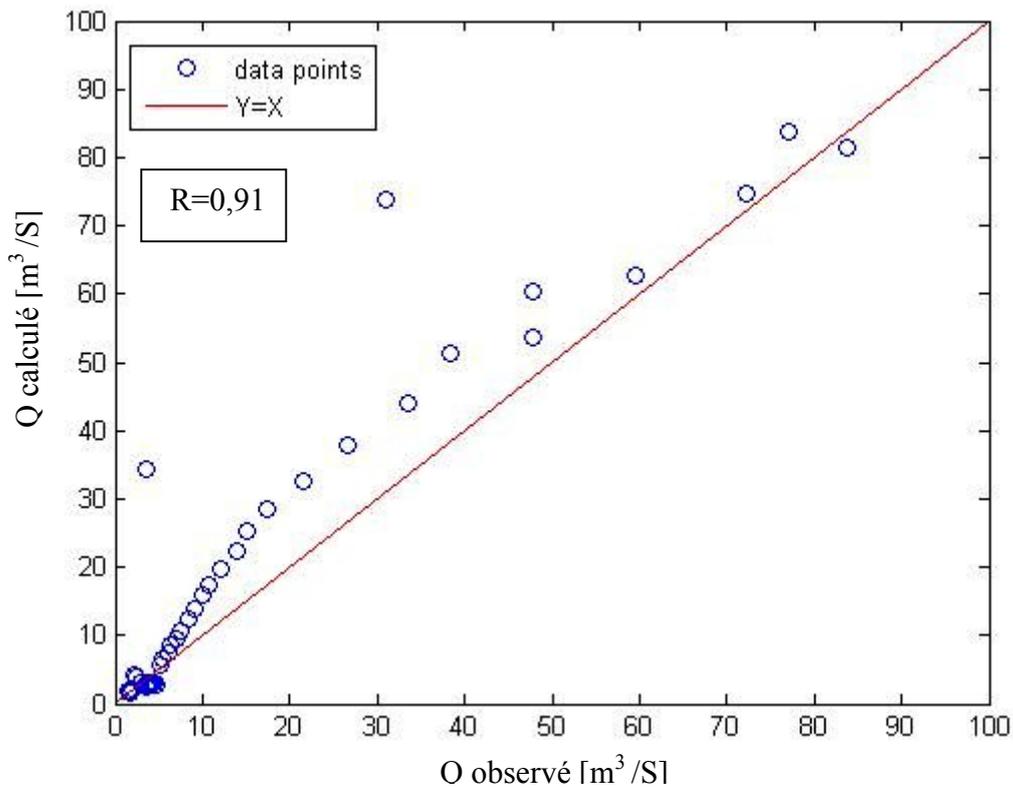


Figure IV.23: Débits calculés (estimés) – débits observés 20 au 22.03.1989 st: Boumedfaa et El affroun

Comparaison les hydrogrammes mesurés et prévus, le pic (débit max) prévue est légèrement plus haute et se produit plus tôt que le pic (débit max) mesurée. Les valeurs négatives de débit dans les pas de temps premiers de l'hydrogramme prévu sont un objet façonné qui se produit généralement dans la méthode d'acheminement de Muskingum.

Pour améliorer les résultats obtenue par la méthode de Muskingum il est conseiller de réduire la valeur de ΔX par la division la longueur de l'oued en plusieurs sections de calcul ou par réduction du pas de temps Δt peut éliminer le problème.

Conclusion

L'application de la méthode de muskingum sur oued Sebaou et Mazafran a permis de montrer qu'elle peut contribuer à l'estimation du débit aval sortant avant qu'il soit arrivé en réalité en plus le macro sous MS EXEL qu'on a développé permet la détermination facile des hydrogrammes et la réduction du temps ce qui permet l'alerte des autorités on cas d'avènement des débits extrêmes non prévues à la station amont pour éviter tous risques de dégâts surtout humains .

Dans le prochain chapitre on présente une autre approche pour la prévision des débits max aval.

Figure IV.1 : Déplacement d'un hydrogramme dans un bief de cours d'eau.	56
Figure IV.2 : Période de crue (a) et de décrue (b) dans un tronçon de lit de rivière (méthode de Muskingum) (Source bentura).....	57
Figure IV.3 la relation entre le débit amont et aval et le stockage dans l'oued (Dingman Fluvial Hydraulics 2009)	60
Figure IV.4 . détermination graphique des paramètres d'acheminement de Muskingum X et K . (Dingman Fluvial Hydraulics 2009).....	63
Figure IV.5 . détermination graphique du paramètre d'acheminement de Muskingum K	65
Figure IV.6 . détermination graphique du paramètre d'acheminement de Muskingum K	66
Figure IV.7 Effets du paramètre de Muskingum X sur la propagation de l'hydrogramme d'entrer le long de l'oued	69
Figure IV.8 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 28 au 30.04.1988 st: Baloua et Baghlia)...	71
Figure IV.9 : Débits calculés(estimés) – débits observés 28 au 30.04.1988 st: Baloua et Baghlia	71
Figure IV.10 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 23au 26 .01.1989:st: Baloua et Baghlia) 73	
Figure IV.9 : Débits calculés(estimés) – débits observés 23au 26 .01.1989 st: Baloua et Baghlia	73
Figure IV.11 : hydrogramme d'entrée et de sortie : 29.12.1992 au 01.01.1993.....	76
Figure IV.12 : Débits calculés(estimés) – débits observés 29.12.1992 au 01.01.1993.....	76
Figure IV.13 : hydrogramme d'entrée et de sortie : 29.12.1992 au 01.01.1993.....	78
Figure IV.14 : Débits calculés(estimés) – débits observés 29.12.1992 au 01.01.1993.....	78
Figure IV.15 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 05 au 06.02.1986:st Boumedfaa et El affroun).....	80
Figure IV.16 : Débits calculés(estimés) – débits observés 05 au 06.02.1986.....	80
Figure IV.17 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 08 au 10.02.1986:st Boumedfaa et El affroun).....	82
Figure IV.18 : Débits calculés(estimés) – débits observés 08 au 10.02.1986.....	82
Figure IV.19 : (hydrogramme d'entrée et de sortie 06 au 11.03.1986:st Boumedfaa et El affroun).....	84
Figure IV.20 : Débits calculés(estimés) – débits observés 06 au 11.03.1986.....	84
Figure IV.21 : (hydrogramme d'entrée et de 20 au 22.03.1989:st Boumedfaa et El affroun). 86	
Figure IV.22 : Débits calculés(estimés) – débits observés 20 au 22.03.1989.....	86

Les réseaux de neurones artificiels

CHAPITRE V : RESEAUX DE NEURONES ARTIFICELS

V.1. Réseaux De Neurones Artificiels

Dans le but de chercher si'il existe une relation non linéaire entre les coefficients liants le débit max de la station hydrométrique aval au paramètres de l'hydrogramme de la station amont et les caractéristiques morphométriques, une analyse par les réseaux de neurones artificiels a été établi.

V.1.1. Présentation de la méthode neuronale

Les réseaux de neurones artificiels (Werbos 1974, Bishop 1995) sont des outils de modélisation non linéaire, 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 Pitts, 1943) en se basant principalement sur le concept des neurones. Il s'agit d'un modèle empirique non linéaire. Il se compose d'éléments de traitement interconnectés (neurones) travaillant conjointement pour résoudre un problème spécifique.

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

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

V.1.2. Connections entre les neurones

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

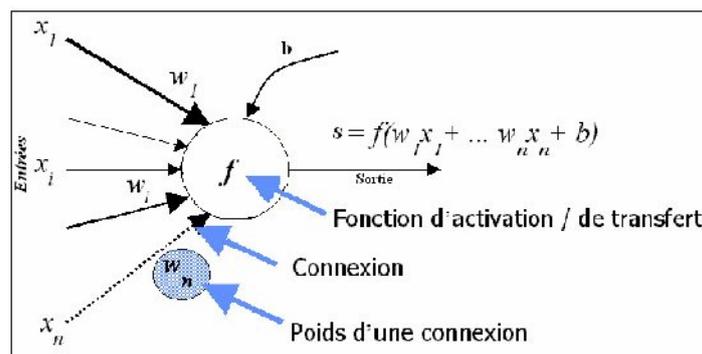


Figure (V.1) Schéma d'un neurone artificiel

Les types particuliers de RNA proposés dans la littérature ces dernières années dépendent de l'algorithme d'apprentissage, de la structure de mémoire et de la fonction d'activation de l'unité cachée ou de la forme d'interconnexions entre les nœuds. En plus des deux formes principales de RNA, à savoir le RNF (Réseau Neuronal Feedforward) (ou MLP : Multicouches Perceptron) et le RNR (Réseau Neuronal Récurent), il existe d'autres types qui sont le Réseau Neuronal à Entrée Retardée (RNER), le Réseau Neuronal Récurent à Délai de Temps (RNRDT), et deux variantes de la Fonction des réseaux à Base Radiale (FBR), à savoir le Réseau de fonction à Base Radiale Généralisée (FBR.G) et le Réseau Neuronal Probabiliste (RNP) (Coulibaly, P. et al, 1999).

V.1.3. Perceptron Multicouche (PMC)

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

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

Une fonction d'activation (f_i) qui sert à limiter la sortie du neurone n_j dans un intervalle prédéfini et ou augmenter la non linéarité du neurone. Le modèle du neurone peut inclure une

valeur limite dite seuil b . le terme seuil est préféré au terme biais couramment utilisé pour éviter toute ambiguïté avec le sens du terme biais en statistique.

$$\text{In}_j = \sum_{i=1}^m W_{ij} X_i - b_j \quad (\text{V.1})$$

$$\text{Out}_j = f(\text{In}_j) \quad (\text{V.2})$$

Où :

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

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

X_i : est l'entrée i connectée au neurone j .

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

b_j : est le seuil du neurone j .

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

f_j : est la fonction d'activation du neurone j .

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

Le choix d'une fonction d'activation se révèle à être un élément constitutif important des réseaux de neurone. Ainsi, l'identité n'est pas toujours suffisante, bien au contraire, et le plus souvent des fonctions non linéaires et plus évoluées seront nécessaires. A titre illustratif voici quelques fonctions couramment utilisées comme fonction d'activation (**Fig V.2**).

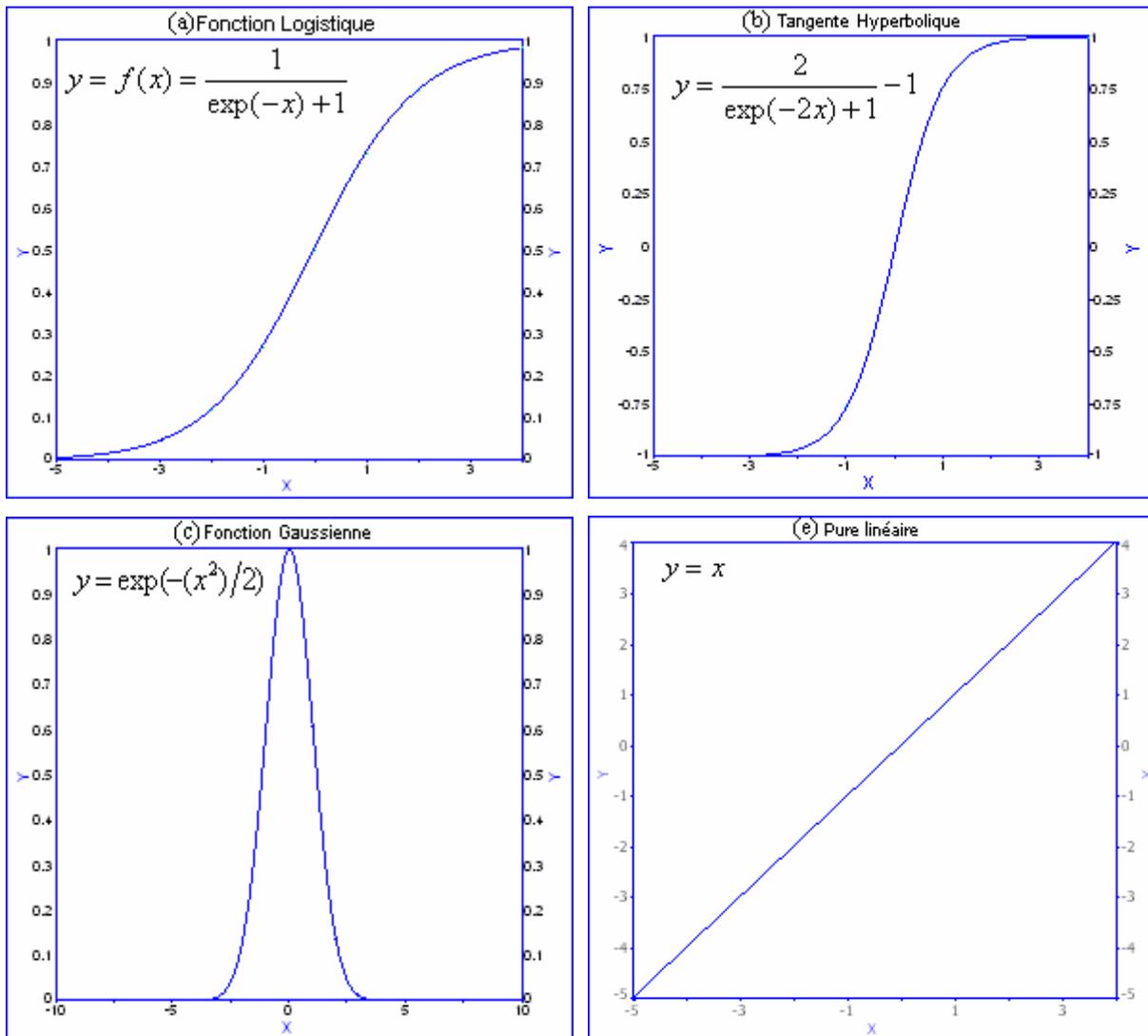


Figure V.2 Fonctions d'activation

V.1.4. Apprentissage des réseaux de neurones

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

Il consiste à la recherche des poids et peut s'effectuer de deux manières :

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

L'identification des poids du réseau est effectuée en optimisant un critère de performance du RNA. Ce critère dans le cas de cet algorithme est calculé sur la base de la différence entre le résultat y_i disposé par le réseau et la sortie attendue d_i . L'optimisation s'effectue en ajustant les poids par une technique de gradient. Chaque fois qu'un exemple est présenté au RNA, l'activation de chaque nœud est calculée. Après avoir déterminé la valeur de la sortie, la valeur de l'erreur est calculée en remontant le réseau, c'est-à-dire de la couche de sortie vers la couche d'entrée. Cette erreur est le produit de la fonction d'erreur E et de la dérivée de la fonction d'activation f . L'erreur est une mesure du changement de la sortie RNA provoqué par un changement des valeurs des poids du réseau.

V.1.5. Rétro.propagation

L'algorithme de rétro.propagation a été développé pour entraîner des perceptrons multicouches.

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

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

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

$$\begin{aligned}
 a_i &= \sum (W_{ij}(t) \text{In}_i^p) \\
 \text{Out}_j^p &= f(a_j) \\
 \Delta_j &= T_j^p - \text{Out}_j^p
 \end{aligned}
 \tag{VI.3}$$

In_i^p : Vecteur d'entrée.

Out_j^p : Vecteur de sortie désiré.

T_j^p : Vecteur de sortie réel.

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

$$W_{ij}(t+1) = W_{ij}(t) - \delta \cdot \Delta_j \cdot \text{In}_j^p$$

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

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

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

V.1.6. Méthodes d'optimisation avec rétropropagation (backpropagation)

Nous présentons dans notre étude deux méthodes, celle de Newton et celle de levenberg.Marquardt (1945), qui est une méthode d'optimisation du second ordre. Cette dernière est basée sur l'utilisation de la dérivée seconde de la fonction de coût (fonction objectif) par rapport aux poids. L'introduction de la matrice Hessian H nous informe sur la forme de la surface d'erreur dans l'espace des poids.

V.3.1.6.1. Méthode de Newton

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

$$E_p = \sum_{i=1}^{nL} (\hat{y}_i^p)^2 - \sum_{i=1}^{nL} (y_i^p)^2 \tag{VI.4}$$

\hat{y} : La sortie attendue par le réseau ;

y_i : La réponse observée.

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

V.1.6.2. Méthode de Levenberg-Marquardt

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

$$E = \frac{1}{2} \sum_{p=1}^n \sum_{k=1}^m (y_{pk} - \hat{y}_{pk})^2 \quad (\text{VI.5})$$

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

$$E = \frac{1}{2} \sum_{p=1}^n (y_p - \hat{y}_p)^2 \quad (\text{VI.6})$$

Qui n'est autre que la fonction usuelle minimisée à une régression des moindres carrés (MSE). Dans l'apprentissage de backpropagation, la minimisation de la fonction E est obtenue en utilisant la méthode pas à pas et en calculant le gradient de la fonction d'erreur en appliquant la règle de chaîne sur les couches cachées du réseau neuronal feed.forward (FNN) (Rumelhart, 1986). En considérant le réseau neuronal multicouche "feed.forward", dont la couche cachée contient M neurones (**Fig VI.3**). Le réseau sera basé sur les équations suivantes :

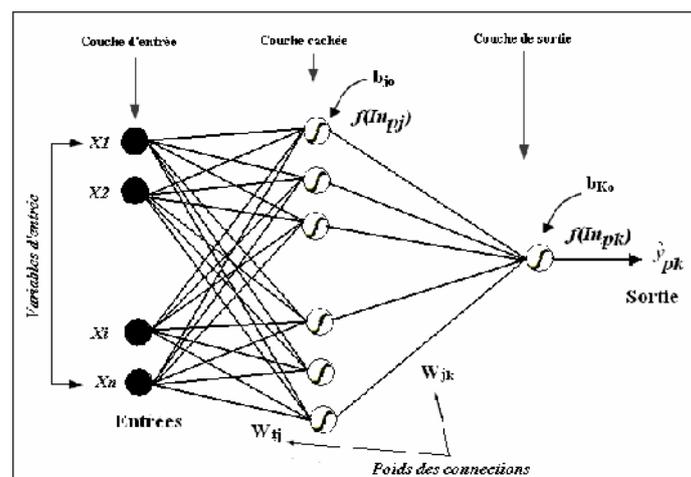


Figure V.2 Architecture du modèle RNA à trois couches

V.1.7. Application du modèle de RNA (ou ANN)

Pour notre étude, pour estimer le débit max à la sortie(aval) dans un oued, nous avons déterminés les paramètres qui ont une bonne corrélation avec le débit max à la sortie par la matrice de corrélation **TABLEAU (V.1)** après avoir les résultats on a utilisé à l'entrée du réseau (vecteurs d'entrées) les paramètres suivants :

Tableau V.1 matrice de corrélation

	TB	TM	TD	Qmax entré	H Q max entré	In pente G %	Dd	Ct	Q max sortie
TB	1								
TM	0,86406	1							
TD	0,9484	0,65996	1						
QMAX entré	0,78077	0,86473	0,61958	1					
H Q max entré	0,57072	0,50648	0,53186	0,75021	1				
In pente G %	1,34E.16	7,97E.17	.5,01E.17	8,70E.17	1,60E.16	1			
Dd	1,34E.16	7,97E.17	5,01E.17	8,70E.17	1,60E.16	-1	1		
Ct	1,34E.16	7,97E.17	5,01E.17	8,70E.17	1,60E.16	-1	-1	1	
Q max sortie	0,85049	0,8938	0,70574	0,98667	0,69788	5,09E.17	5,09E.17	5,09E.17	1

Tableau V.2 Paramètres statistiques du modèle de RNA

TB	temps de base de l'hydrogramme d'entrée
TM	temps de montée de l'hydrogramme d'entrée
TD	temps de décaissement de l'hydrogramme d'entrée
QMAX entré	débit max de l'hydrogramme d'entrée
H Q max entré	la hauteur d'eau quand Q=Qmax

Le modèle neuronal testé s'appuie sur un apprentissage de type supervisé, l'algorithme de backpropagation est celui de Levenberg-Marquardt (LM), qui possède une meilleure robustesse vis.à.vis de l'initialisation aléatoire des paramètres des réseaux, et assure la meilleure convergence vers un minimum de l'erreur quadratique, pour les problèmes d'approximation des fonctions (ou régression) où le nombre des poids du réseau est restreint. Quand le nombre de poids augmente l'efficacité de l'algorithme LM diminue, car la taille de matrice Hessien augmente et nécessite une très grande place dans la mémoire (Touzet, 1992).

Pour pouvoir optimiser et affiner le modèle à retenir, nous avons varié le nombre de neurone et les fonctions de transfert dans la couche caché.

Le réseau de neurones retenu dans notre étude est un réseau à trois couches **Fig (V.3)** une couche d'entrée qui recevra les données source que l'on veut utiliser pour l'analyse (5 composantes principales), une seule couche cachée constituée par l'ensemble de neurones des sorties de la couche d'entrée avec la fonction de transfert sigmoïde (TanSig) et par cinq

(05) neurones de sortie, une couche de sortie d'un neurone qui donne le résultat obtenu après compilation par le réseau des données entrant dans la première couche avec une fonction de transfert linéaire (Pureline). Le programme de cette approche dans le logiciel Matlab est rappelé en annexe (V.1)

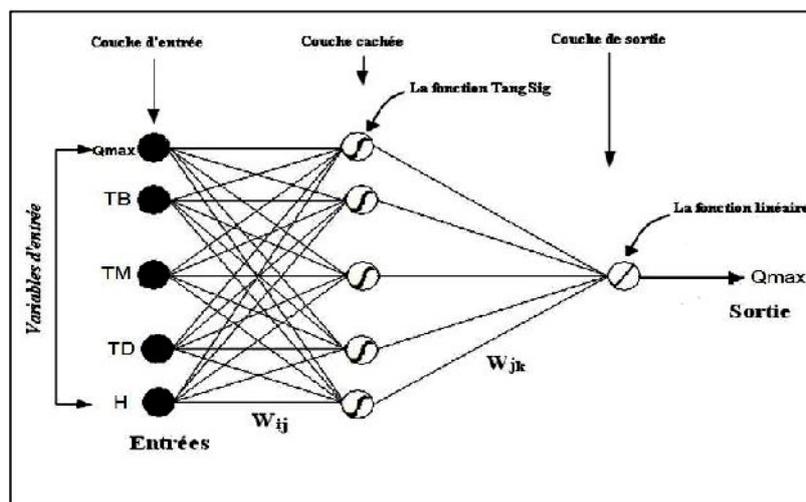


Figure V.3 : Architecture du modèle RNA.

VI.1.8. Résultats et discussions

La base de données a été subdivisée en trois ensembles : un pour le calage du modèle c'est l'apprentissage, un autre pour le test du modèle et le dernier pour la validation. En effet, le test a été effectué sur Oued Sebaou entre les stations hydrométrique Belloua e Baghlia, la validation sur un jeu de données n'ayant pas participé au calage du modèle (10 hydrogrammes) et l'apprentissage étant réalisé sur l'ensemble des données restantes (10 hydrogrammes).

Le nombre de neurones dans la couche cachée a été fixé à 5, ce qui correspond au minimum d'erreur de MSE.

Tableau V.3: Paramètres statistiques du modèle de RNA

Modèle RNA	MSE	R
Q max sortie	10^{-3}	0,94

La comparaison des données simulées et observées forment un nuage des points situés autour de la droite linéaire ($y = x$) pour les différentes phases du modèle de RNA (**Fig V.4**). La droite de nuage de points est répartie statistiquement selon une orientation de 45° (autour de la droite $y = x$). Les résultats obtenus montrent une bonne concordance expliquée par un coefficient de corrélation élevé ($R=0.94$) pour les trois phases du modèle. Ce qui indique que ces résultats sont très satisfaisants avec les débits élevés (qui représentent le risque d'inondations) , on peut dire que notre modèle est valable et pour contribuer dans la prévision des débits extrêmes à l'aval surtout quand il y a des difficultés de mesure .

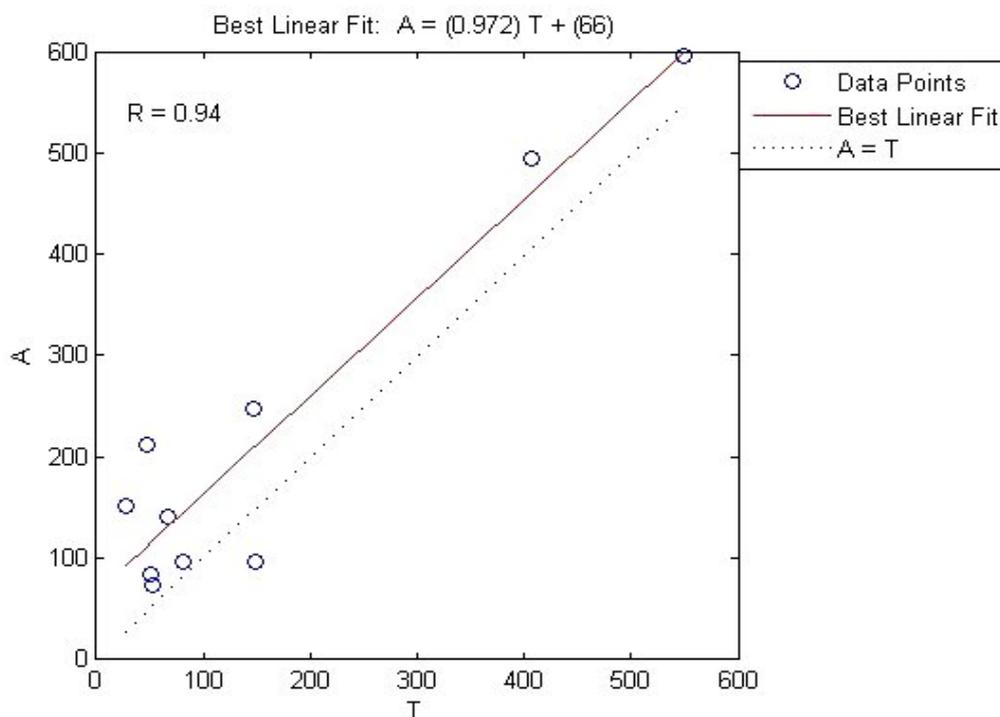


Figure V.4: Comparaison entre les débits (T) observés et les débits (A) simulés par le modèle de RNA

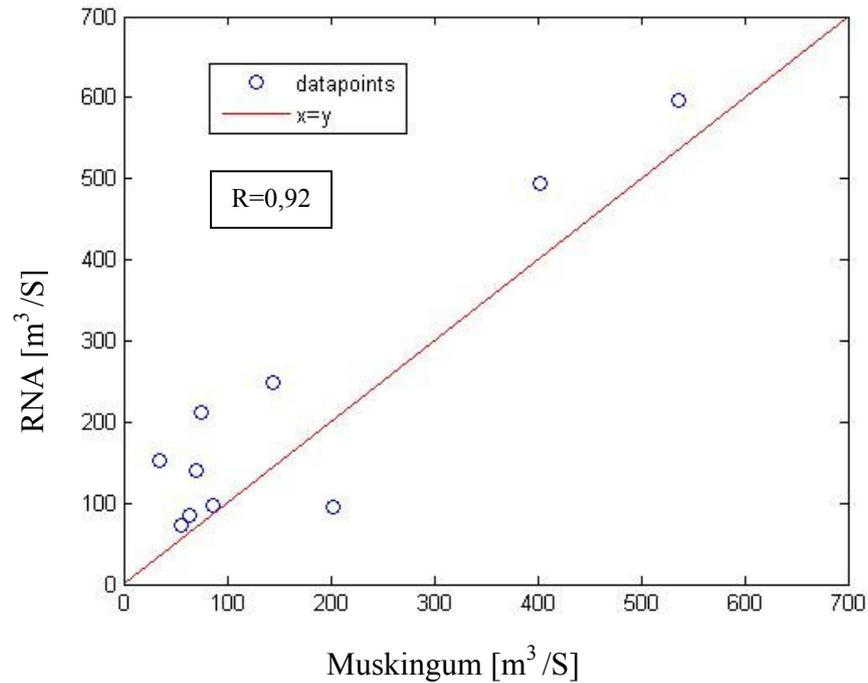


Figure V.5: Comparaison entre les résultats obtenue par la méthode de Muskingum et les résultats simulés par le modèle de RNA

Conclusion

Ce modèle a permis une autre approche pour estimer le débit max sortant (aval), il a donné des résultats proches de la réalité malgré le manque de nombre d'hydrogrammes de crues, notre modèle peut donner des excellentes résultats si le nombre d'hydrogrammes est très importants et peut être développer pour générer tous l'hydrogrmme aval non seulement le débit max.

le modèle de réseaux de neurones apparait plus efficace que les autres méthodes basées sur des hypothèses qui peuvent altérer la fiabilité des résultats ces modules RNA tirent leurs force du fait qu'ils prennent en considération tous les facteurs qui entraînent en jeux même en face cachée.

**La protection de la ville de Baghlia contre les
inondations**

CHAPITRE VI : PROTECTION DE LA VILLE DE BAGHLIA CONTRE LES INONDATIONS

Dans le but de protéger la ville de Baghlia contre les inondations et assurer les activités agricole et la vie aquatique à l'aval on a proposé de dériver une partie du débit de oued Sebaou par un canal de dérivation projeté qui prend sa jonction à l'amont de la ville de Baghlia et entoure la ville du coté est comme la montre la figure suivante :

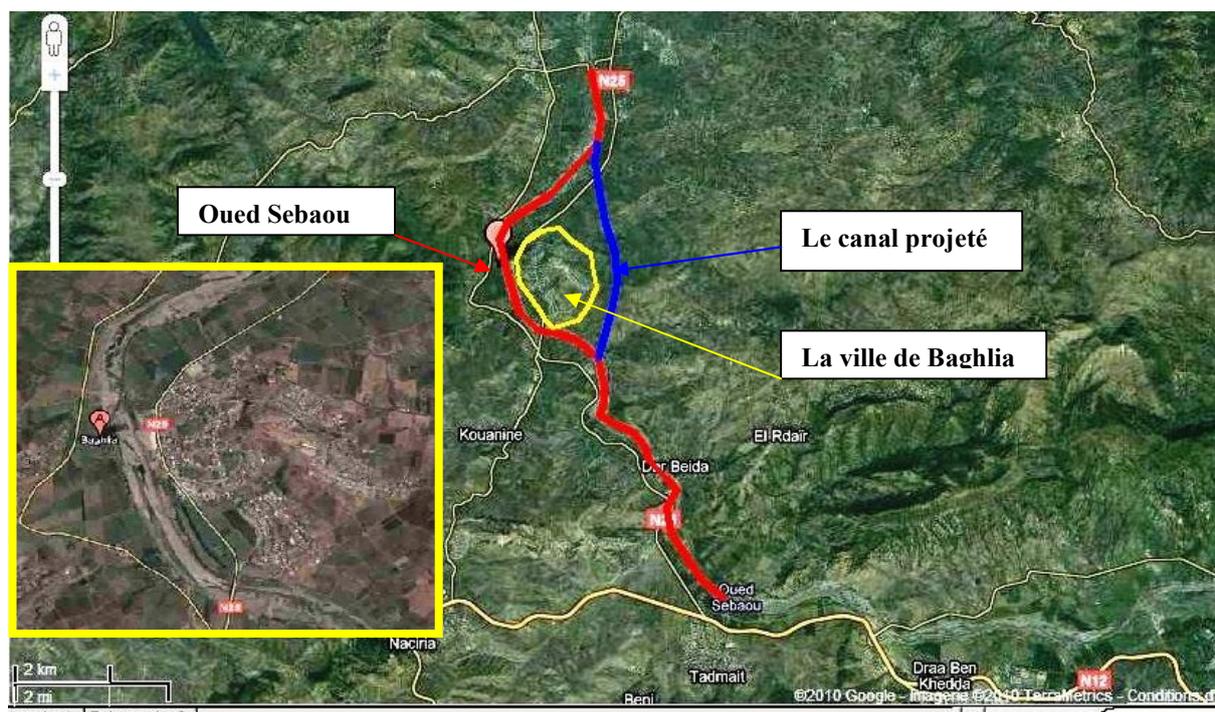


Figure VI.1 : image satellitaire de la ville de Baghlia et ces environs

VI.1. Estimation du débit centennale dans l'oued

Pour déterminer le débit centennale il faut faire une étude fréquentielle des débits max des crues après avoir faire on a trouvé que les débits s'ajute bien avec la loi log normale **Fig**

VI.2

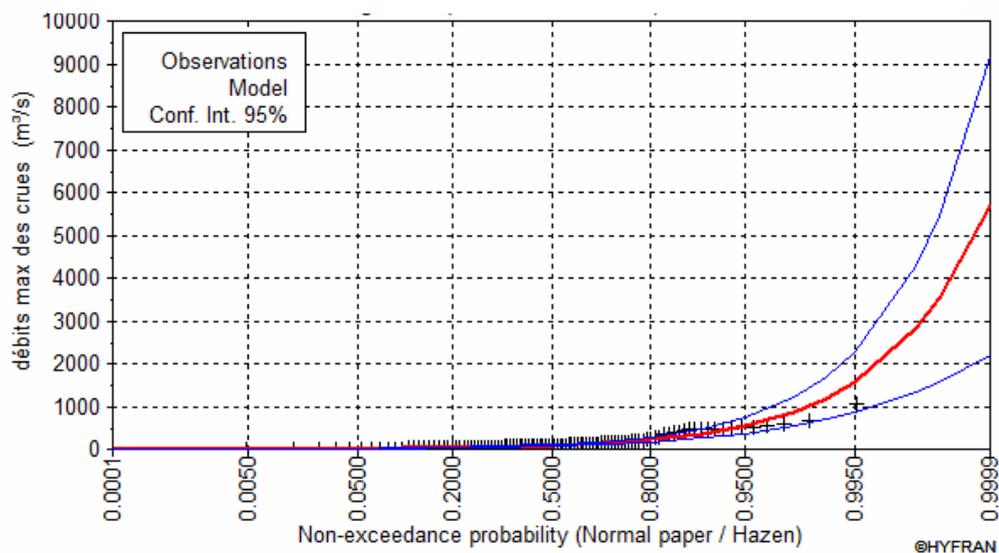


Figure VI.2 : Ajustement des débits max par la loi lognormal

T	q	XT	Standard deviation	Confidence interval (95%)
1000	0,999	2810	749	1340
200	0,995	1580	364	864
100	0,99	1060	255	692
50	0,98	877	172	541
20	0,95	554	94,3	370
10	0,9	369	55,1	261
5	0,8	225	29	168
2	0,5	87,5	9,68	68,5

Il est clair que le débit centennal $Q_{100}=1060\text{m}^3/\text{s}$

D'après ces résultats on propose de garder un débit de $460\text{m}^3/\text{s}$ dans l'oued Sebaou si il y a un excès un déversoir sera projeté dans la rive droite de l'oued pour dériver ce débit excédentaire, le débit max dans le canal sera $Q=600\text{m}^3/\text{S}$.

VI.2. Etude hydraulique de la variante choisie

L'écoulement dans le cours d'eau de l'oued est non permanent de fait de la variation des paramètres hydrauliques. L'écoulement est régi par l'équation de CHEZY :

$$Q = C \times S \times \sqrt{R_h \times I} \quad \dots\dots\dots [1]$$

avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

$$C = \frac{1}{n} \times R_h^{1/6}, \quad (\text{Formule de Manning})$$

n : coefficient varie suivant la nature des parois du canal,

P : périmètre mouille totale (m)

S : section mouille (m^2)

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

I : pente de fond du canal.

VI.2.1. Calcul de la profondeur d'eau au lit mineur de l'oued

La section de oued Sebaou est approché à une section rectangulaire (Zeroual 2009) et la largeur moyenne de l'oued aval est estimé à $b=35m$.

Pour déterminer la profondeur on utilise la méthode itératif à chaque fois on varie la hauteur d'eau jusqu'on trouve la valeur du débit.

Utilisant les données suivantes :

$b=35m$

$n=0,03$

$I=0,002$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: calcul de la profondeur d'eau

b	H	n	S	P	R	C	I	Q
35.000	4.000	0.030	140.000	78.000	1.795	34.436	0.002	288.848
35.000	4.800	0.030	168.000	79.600	2.111	34.466	0.002	376.194
35.000	4.900	0.030	171.500	79.800	2.149	34.469	0.002	387.563
35.000	5.000	0.030	175.000	80.000	2.188	34.473	0.002	399.027
35.000	5.010	0.030	175.350	80.020	2.191	34.473	0.002	400.178
35.000	5.520	0.030	193.200	81.040	2.384	34.489	0.002	460.106
35.000	9.000	0.030	315.000	88.000	3.580	34.570	0.002	921.384
35.000	9.500	0.030	332.500	89.000	3.736	34.579	0.002	993.848
35.000	9.950	0.030	348.250	89.900	3.874	34.587	0.002	1060.178

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **460m³/S** est **H=5,52m**.

La hauteur qui correspond au débit centennale est **H=9,95m**

VI.2.2. Dimensionnement du déversoir

Le déversoir projeté est type latéral à parois épaisses

l'écoulement est régi par l'équation :

$$Q = \frac{2}{3} \times \mu \times L \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots [2]$$

Q : le débit.

L : la largeur du déversoir.

μ : le coefficient du débit du déversoir.

g : l'accélération de la gravité.

H : la hauteur d'eau de versante.

Le calcul est effectué par le logiciel canal21 les résultats sont représentées ci-dessous **Fig(I.2)**

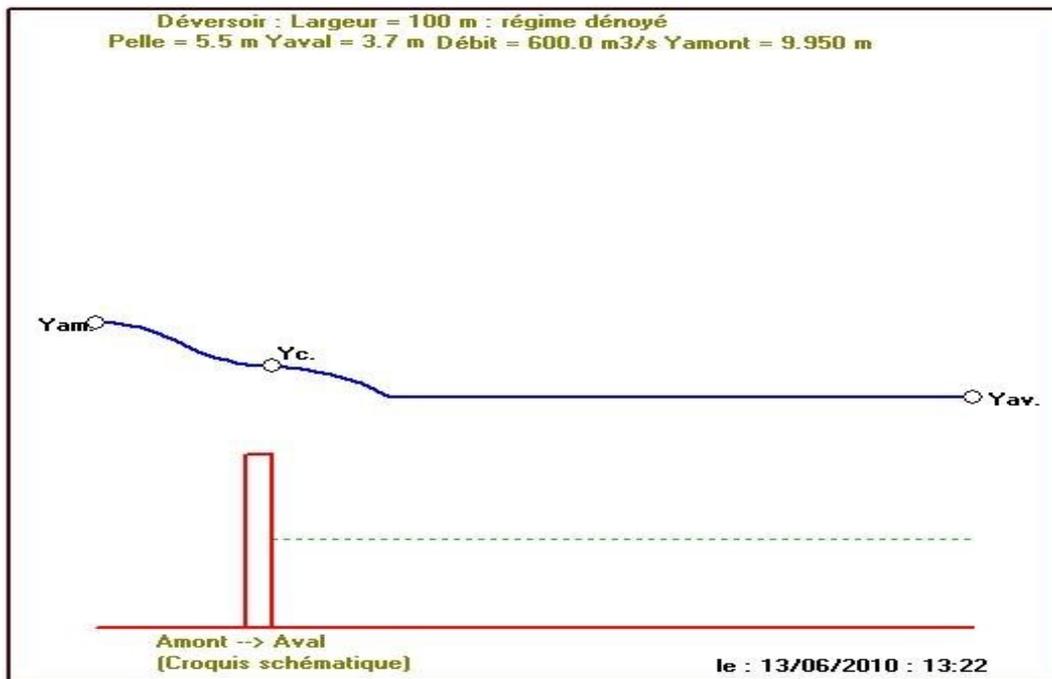


Figure VI.2 : Calcul de la largeur du déversoir par le logiciel canal21

Le déversoir projeté sera d'une largeur de **100m** et une hauteur de pelle de **5,5m**

VI.2.3. Dimensionnement du canal de dérivation

Le canal projeté sera en terre d'une section trapézoïdale d'une longueur de 4500m avec une pente de (0,0028) pour garder la même cote aval que l'oued.

Utilisant les données suivantes :

$$Q=600\text{m}^3/\text{s}$$

$$I=0,0028$$

$$n=0,025$$

$$b=30\text{m}$$

Utilisant le logiciel canal 21 on trouve les résultats suivants :

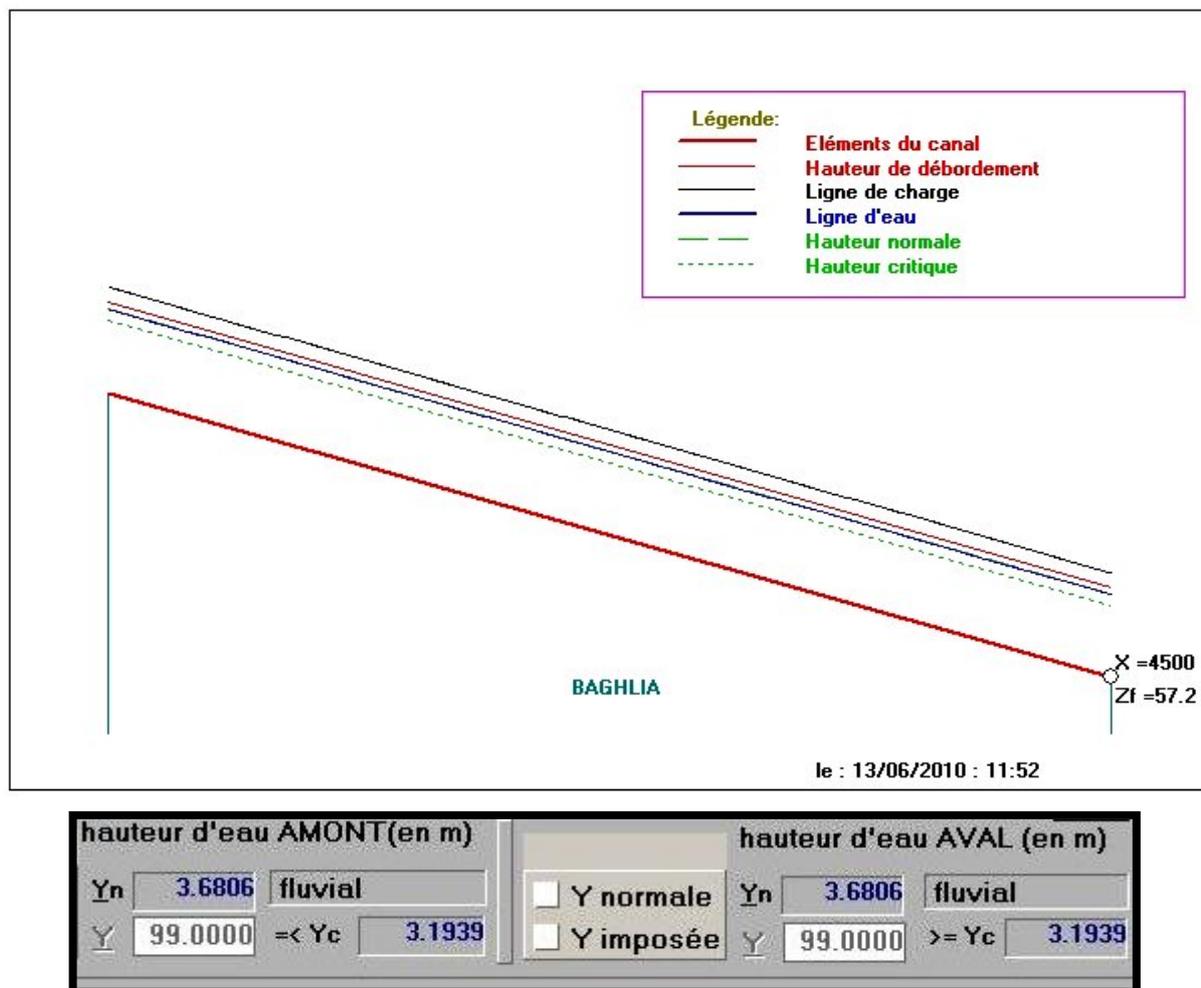


Figure VI.2 : Calcul de la ligne d'eau par le logiciel canal21

D'après ces résultats le canal aura les dimensions suivantes :

$b=30\text{m}$

$L=4500\text{m}$

$H=4,5\text{m}$

$m=2$

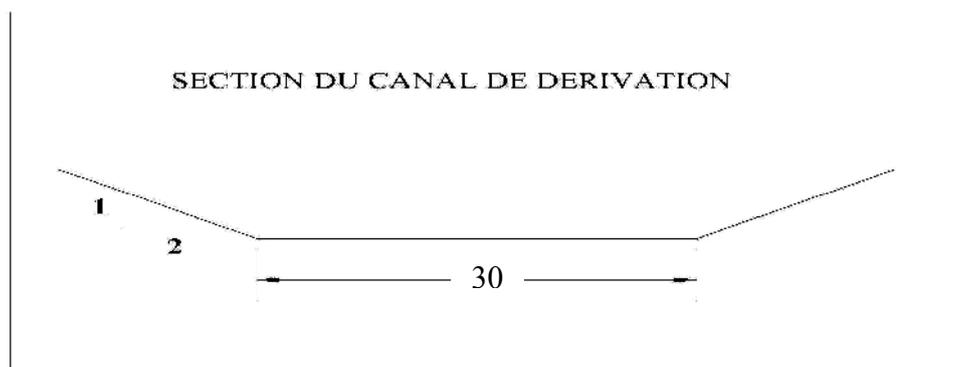


Figure VI.3 : coupe transversale du canal

VI.3. Vérification des vitesses dans le canal à différentes valeurs de débits

Les figures ci-dessous montrent les vitesses calculées pour différents débits

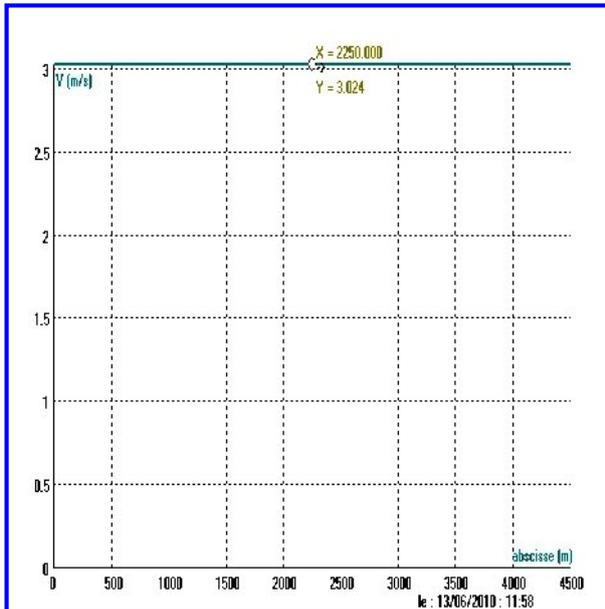


Figure VI.4 : vitesses moyennes dans le canal pour $Q=200 \text{ m}^3/\text{S}$

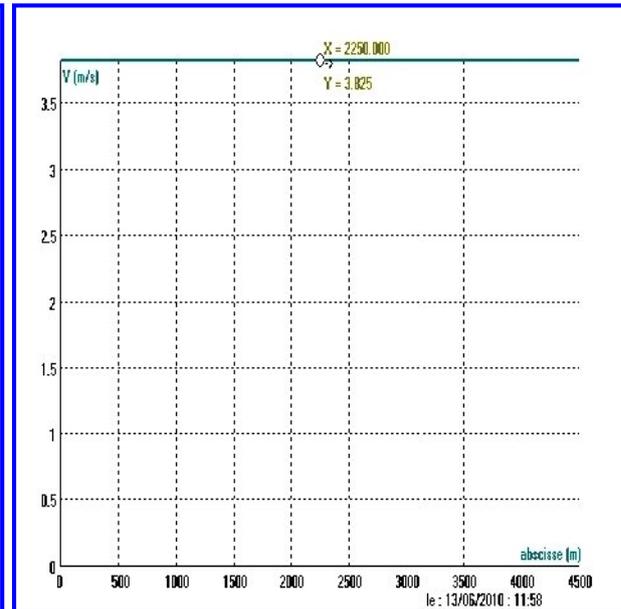


Figure VI.5 : vitesses moyennes dans le canal pour $Q=300 \text{ m}^3/\text{S}$

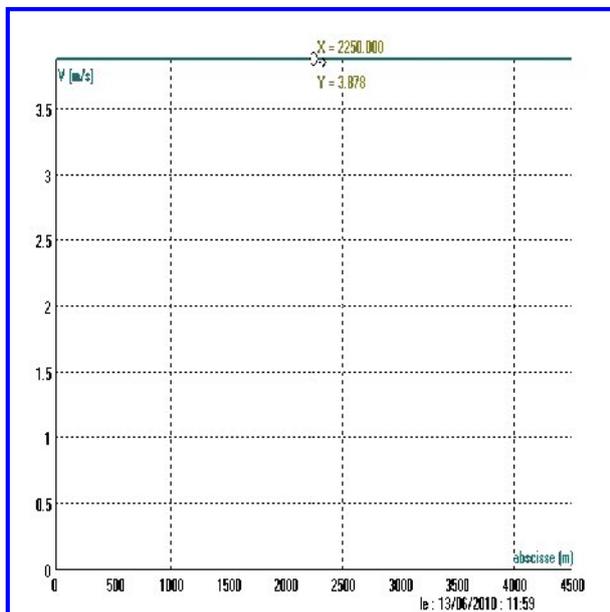


Figure VI.6 : vitesses moyennes dans le canal pour $Q=417 \text{ m}^3/\text{S}$

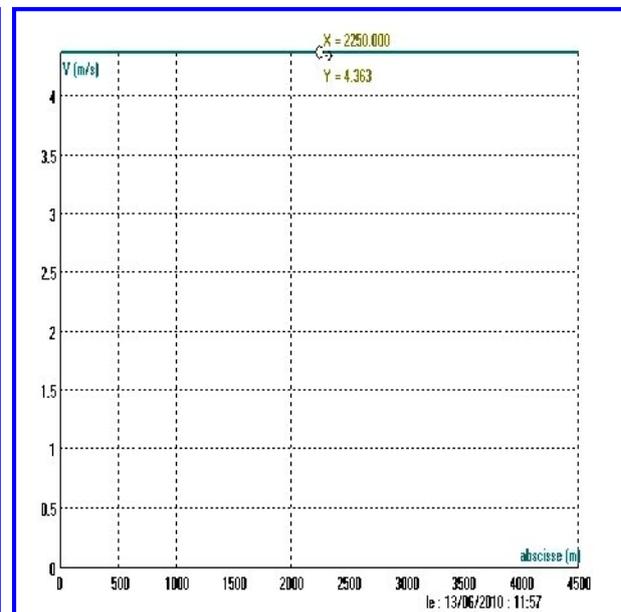


Figure VI.7 : vitesses moyennes dans le canal pour $Q=600 \text{ m}^3/\text{S}$

VI.4. Vérification de stabilité des talus contre le glissement

Pour faciliter le calcul de stabilité on utilise le logiciel GEOSTUDIO/slope, la méthode de calcul est celle de Bishop le calcul effectué lorsque le canal véhiculera le débit max ($600\text{m}^3/\text{s}$).

Les résultats sont présentés dans la figure ci-dessous

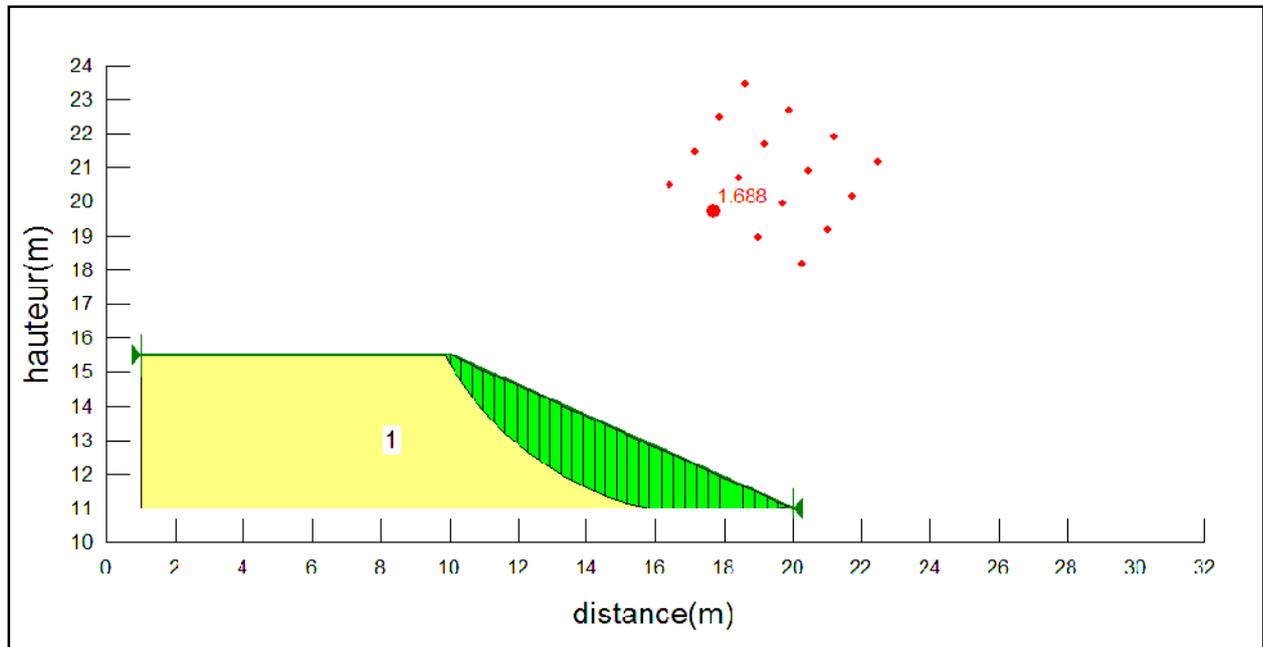


Figure VI.8 : Calcul de stabilité des talus du canal

Les résultats de calcul par le logiciel GEOSTUDIO/slope donne un coefficient de sécurité égal **1,688** se qui assure que les talus du canal sont stables.

Conclusion

Le canal projeté aura les dimensions suivantes :

b	30m
L	4500m
H	4,5m
m	2

Le canal fonctionne en régime fluvial et les talus vitrifient les conditions de résistance contre le glissement.

Le canal de dérivation fonctionne seulement lors de crues exceptionnelles, donc il n'est pas nécessaire de satisfaire les conditions de transport et de dépôt en plus le canal est un prolongement du cour d'eau naturel ou ces processus sont courants.

Conclusion générale

La prévision de crue est un problème ancien, qui reste encore aujourd'hui difficile à résoudre.

De nombreuses recherches ont été consacrées à ce problème hydrologique spécifique et beaucoup d'autres le seront encore probablement. En effet, comme les inondations sont de plus en plus dommageables aux personnes et aux biens en cette période de vulnérabilité accrue de nos sociétés modernes, la demande sociale de prévision de crue est aujourd'hui plus pressante.

L'application de la méthode de muskingum sur oued Sebaou et Mazafran a permis de montrer qu'elle peut contribuer à l'estimation du débit aval sortant avant qu'il soit arrivé en réalité ce qui permet l'alerte des autorités en cas d'avènement des débits extrêmes non prévues à la station amont pour éviter tous risques de dégâts surtout humains.

Le modèle de réseaux de neurones apparaît plus efficace que les autres méthodes basées sur des hypothèses qui peuvent altérer la fiabilité des résultats ces modèles RNA tirent leur force du fait qu'ils prennent en considération tous les facteurs qui entraînent en jeu même en face cachée

Cette étude a permis de présenter des méthodes pourraient être employées en ingénierie dans le cadre de l'estimation des débits et de contrôler leurs performances sur deux bassins versants. Ces méthodes sommaires ont le mérite d'exister. En l'absence totale d'informations hydrologiques, elles permettent une estimation des débits. C'est leur principal avantage.

Dans le cas où quelques données sont disponibles, une comparaison entre les valeurs calculées et observées des débits peut être effectuée.

Les résultats et la satisfaction qu'on peut en avoir dépendent de la précision des mesures en amont comme en aval.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Osman Akan Open Channel Hydraulics Elsevier Ltd.
- [2] Alexander I. Galushkin Neural Networks Theory Springer Berlin Heidelberg New York.
- [3] André musy Hydrologie appliquée .
- [4] Bellier .S Calibration d'un modèle de routage hydrologique dans le bassin de la Seine Master 1 Sciences de l'Univers, Environnement, Ecologie Université Pierre et Marie Curie.
- [5] Birkhead, A.L., James, C.S., 1998. Synthesis of rating curves from local stage and remote discharge monitoring using nonlinear muskingum routing, journal of Hydrology. Elsevier, vol. 205, p. 52-65
- [6] Chatila, J.G., 2003. Muskingum Method, extran and one-D for routing unsteady flows in open channels, Canadian water resources journal, vol. 28, n°. 3.
- [7] Chow, V.T., (1959) Open Channel Hydraulics, McGraw - Hill Book Co. Inc., New York.
- [8] Craig B. Boroughs, P.E. Edie Zagona, P.E daily flow routing with the muskingum-cunge method in the pecos river riverware model, , University of Colorado.
- [9] Cunge, J.A. (1969). On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method), Journal of Hydraulic Research, 7(2),205-230.
- [10] Cunge, J.A., Holly, F.M., and Verway, A. (1980).Practical Aspects of Computational River Hydraulics, Pitman, London.
- [11] Deniz Ersayin studying seepage in a body of earth-fill dam by (artificial neural networks) ANNS master of science January 2006.
- [12] Farhad Yazdandoost K.N.Toosi University of Technology, Tehran,IranDr. Jalal Attari Power and Water University of Technology,Tehran, Iran Hydraulics of Dams and River Structures .
- [13] Franchini, M., Lamberti, P., 1994. A flood routing muskingum type simulation and forecasting model based on level data alone. Water Resources Research. vol. 30, n° 7, p. 2183–2196.
- [14] Fread, D.L. (1992) Flow routing. In Handbook of Hydrology. D.R. Maidment, ed. New York:McGraw-Hill, chap. 10.
- [15] Gill, M.A., (1978) Flood routing by the Muskingum method, Journal of Hydrology, Vol.36, No. 314.

- [16] Hayami, S. (1951) On the Propagation of Flood Waves. Bull. No.1, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japan
- [17] Imrie, C.E., Durucan, S. and Korre, A. (2000).River flow prediction using artificial neural network: generalisation beyond calibration range, *Journal of Hydrology*, 233, 138-153.
- [18] Kulandaiswamy, V.C., (1966) A note on Muskingum method of flood routing, *Journal of Hydrology*, Vol. 4, pp. 273-276.
- [19] Laborde J L 2000. *Elément d'hydrologie de surface* . Cours Université Nice Sophia – Antipolice.
- [20] Lawrence Dingman *Fluvial Hydraulics* S. Oxford University Press 2009
- [21] Liong, S.-Y., Lim, W.-H., and Paudyal, G. (2000).River stage forecasting in Bangladesh: neural network approach, *Journal of Computing in Civil Engineering ASCE*, 4(1), 1-8.
- [22] Luo Bokun Qian Xuewei Some problems with the Muskingum method *Hydrological Sciences - Journal- des Sciences Hydrologiques*, 32, 4,12/1987
- [23] M.T.Dastorani Evaluation of the application of neural networks on real-time river flood prediction.*Hydraulics of Dams and River Structures—Yazdandoost & Attari (eds)*
- [24] M.Zakermoshfegh, T Modarres, River flow forecasting using artificial neural networks.
- [25] Marcio Baptista contribution à l'étude de propagations des crues en hydrologie thèse doctorat sciences et techniques de l'environnement école nationale des ponts et chaussées.
- [26] Moramarco, T., Barbetta, S., Melone, F., 2006. A real-time stage Muskingum forecasting model for a site without rating curve, *journal des Sciences Hydrologiques. IAHS*, vol. 51, n° 1, p. 63–82.
- [27] Moussa, R., and C. Bocquillon (1996) Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels. *Journal of Hydrology* 186: 1–30.
- [28] Perumal, M. (1992) Multilinear Muskingum flood routing method. *J. Hydrol.*, 133, 259-272.
- [30] Sadeuk ben abbes, A., 2006. Prévission des crues dans le bassin versant de l'oued Makerra (région de Sidi Bel Abbes) Modèle De Muskingum et Modèle QDF. Mémoire de Magister. Cent.Univ. de Khemis Miliana Algérie.
- [32] Shrestha, R.R., Theobald, S. and Nestmann, F. (2005). Simulation of flood flow in a river system using artificial neural networks, *Hydrology and Earth System Sciences*,
- [33] Strupczewski, W. G. & Kundzewicz, Z. W. (1980) Muskingum method revisited. *J. Hydrol.* 48, 327-342.

- [34] Thirumalaiah, K. and Deo, M.C. (1998). River stage forecasting using artificial neural networks, *Journal of Hydrological Engineering*, ASCE, 3 (1), 26-31.
- [35] Yeou-Koung Tung River Flood Routing by Nonlinear Muskingum Method *Journal of Hydraulic Engineering*.
- [36] Zeroual Ayoub contribution à la modélisation des courbes de tarage cas du bassin versant côtier mémoire de magister ENSH Blida 2009.

ANNEXE IV.3. module de classe de la fonction de Muskingum en VB for excel

Option Explicit

Function Muskingum(k, x, i1, i2, q1, dt)

Dim c1 As Single, c2 As Single, c3 As Single

Dim q2 As Single

Dim kx As Single

kx = k * x

c1 = (-kx + dt / 2) / (k * (1 - x) + dt / 2)

c2 = (kx + dt / 2) / (k * (1 - x) + dt / 2)

c3 = (k * (1 - x) - dt / 2) / (k * (1 - x) + dt / 2)

q2 = c1 * i2 + c2 * i1 + c3 * q1

Muskingum = q2

End Function

ANNEXE V.1. programme réseaux de neurones

```
load P
load t
[Pn,meanP,stdP,tn,meant,stdt] = prestd(P,t);
[R,Q] = size(P);
%*****fin du prétraitement*****
iitst = 3:4:Q;
iiival = 4:4:Q;
iitr = [1:4:Q 2:4:Q ];
val.P = Pn(:,iiival); val.T = tn(:,iiival);
test.P = Pn(:,iitst); test.T = tn(:,iitst);
ptr = Pn(:,iitr); ttr = tn(:,iitr);
net = newff(minmax(ptr),[5 1],{'tansig' 'purelin'},'trainlm');
net.trainParam.show = 100;
net.trainParam.lr = 0.000001;
net.trainParam.epochs = 400;
net.trainParam.goal = 1e-3;
[net,tr,Y,E,Pf,Af]=train(net,ptr,ttr,[],[],val,test);
net = init(net);
plot(tr.epoch,tr.perf,tr.epoch,tr.vperf,tr.epoch,tr.tperf);
legend('Training','Validation','Test',-1);
ylabel('Squared Error'); xlabel('Epoch');
an = sim(net,Pn);
a = poststd(an,meant,stdt);
for i=1:1;
    figure(i);
    [m(i),b(i),r(i)] = postreg(a(i,:),t(i,:));
end
```

