

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE  
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception Des Systèmes D'irrigation et  
Drainage

**THEME :**

**Estimation des débits de crues des bassins  
versants ruraux en vu du dimensionnement des  
canaux de ceinture : Application à la Mitidja  
Centre**

Présenté par :  
M<sup>r</sup> ABOUBI NABIL

Promoteur :  
M<sup>r</sup> M. BOUKHLIFA

MEMBRES DE JURY :

Président : M<sup>r</sup> T. KHETTAL

Examineurs : M<sup>me</sup> S. LEULMI  
M<sup>me</sup> L.S. BAHBOUH  
M<sup>me</sup> H. BOUCHAMA  
M<sup>r</sup> M. MESSAHEL

Octobre 2011

# Dédicace



{قُلْ إِنَّ صَلَاتِي وَنُسُكِي وَمَحْيَايَ وَمَمَاتِي لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ لَا شَرِيكَ لَهُ وَبِذَلِكَ أُمِرْتُ وَأَنَا أَوَّلُ الْمُسْلِمِينَ}

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère fatima*

*Mon père abdallah*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à*

*Mes frères et mes sœurs: allel, mohamed ,zouhra, Khadija et nabila.*

*Mes amis:djamel, hamza, ,elhadj, abdelhamid, abdelkarim, salem, , aissa, bilal, amar, fathi ; amine et les autres qui sont nombreux.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

**NABIL 2011**

# Remerciement

*A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mon Promoteur Mr M. BOUKHLIFA pour son contribution à l'élaboration de ce mémoire.*

*M<sup>eme</sup> BAHBOUH pour ses appréciations et ses remarques.*

*L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude. Je tiens à remercier aussi :*

- \* Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- \* Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH*
- \* Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de mon mémoire.*

NABIL 2011

## ملخص

تعد الفيضانات ظاهرة طبيعية خطيرة تهدد الأراضي الزراعية، وفي هذا الإطار قمنا بدراسة من أجل حماية سهل مدينة بن شعبان (ولاية البليدة) من مياه الأمطار. التدفقات الخمسينية للفيضانات قدرة بالربط بين الطريقتين أس سي أس والمنحنى التركيبي للفيضانات. حيث اقترحنا إنشاء قناة محيطة لتصريف مياه الفيضانات بالاعتماد على معطيات مأخوذة من الميدان والمتعلقة بالمنطقة المذكورة

## **Résumé :**

Les inondations ce sont des phénomènes naturel qui menacent gravement les périmètresd'irrigation, dans ce contexte nous avons étudié dans le but de protéger la plaine de la ville de Ben chaabane (wilaya de Blida) contre les eaux de pluie.les débits de crue cinquantenal ont été estimés, en combinant les méthodes de SCS-CN et de l'hydrogramme synthétique. D'où la projection d'un canal ceinture pour l'évacuation des eaux pluviales basée sur des données prises sur le terrain de la région en question.

## **Abstract :**

The floods arenatural phenomenon that seriously threaththe perimeters of irrigation, in this context we have studied with with the aim of ensuring the plain of Ben chaabane(wilayaof Blida) against floods. The floods discharges have been estimated by combining two methods the SCS-CN AND the synthetic hydrograph.Hence the design of a channel for the evacuation of the stormwater, this design is based on data taken from the ground of thestudied area.

## **SOMMAIRE**

### ***Introduction Générale***

#### ***Chapitre I : Etude Bibliographique Sur Les Méthodes D'estimation Des Débits Des Crues En Milieu Rural***

Introduction	
I .1 La méthode rationnelle .....	1
I .2 La méthode de l'analyse fréquentielle.....	4
I .2 .1 Constitution de l'échantillon.....	4
I .2 .2 Choix du type de loi et ajustement .....	5
I .3 Méthode de l'hydrogramme unitaire .....	6
I .4 la Méthode de l'hydrogramme synthétique .....	8
I .4 .1 Construction d'un réseau d'isochrones .....	8
I .4 .2 Calcul du débit maximum.....	10
I .4 .3 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique .....	12
I .5 la Méthode de SCS-CN .....	13
I .5 .1 L'équation de ruissellement.....	13
I .5 .2 Valeurs de C N .....	15
I .5 .3 Tableau de curve-number .....	15
I .5 .4 Calcul du débit de pointe.....	17
I .6 Calcul du temps de concentration.....	17
I .6.1 Définition .....	17
I .6.2 Les formules .....	17
Conclusion.....	19
<b><i>Chapitre : II Présentation de la zone d'étude</i></b>	
II.1 Situation géographique .....	20
II.1.1 Présentation de la mitidja .....	20
II.1.2 Limites de la mitidja centre.....	20
II.1.3 Localisation du projet.....	22
II.2 Climatologie de la mitidja centre.....	24
II.2.1 La Pluviométrie.....	24

II.2.2 la température .....	24
II.2.3 Vents.....	24
II.2.4 Evaporation .....	24
II.2.5 L'humidité de l'air.....	28
II.2.6 Climatologie de Ben chaabane.....	28
II.3 Geologie.....	32
II.4Hydrogeologie .....	32
II.5 Geomorphologie.....	33
II.5 Reseau hydrographique.....	33
II.6 Etude des sols .....	34
II.6.1 Les sols peu évolués.....	34
II.6.1.1 Groupe d'apport alluvial.....	34
II.6.1.2 Groupe d'apport colluvial.....	34
II.6.1.3 Groupe d'apport alluvial- colluvial.....	35
II.6.2 Les sols calcimagnésiques .....	35
II.6.3 Les sols à sesquioxydes de fer.....	35
II.6.4 Les sols hydromorphe .....	36
Conclusion .....	36

***Chapitre III : Estimation des débits de crues des bassins versant bordant les  
périmètres d'irrigation***

Introduction.....	37
III.1 Le Bassin Versant .....	37
III.1.1 Définition du bassin versant.....	37
III.1.2 Caractéristiques du bassin versant.....	41
III.1.2.1 Caractéristiques géométriques.....	41
III.1.2.2 Caractéristique de forme.....	41
III.1.2.3 Relief.....	43
III.1.3 Les réseaux d'écoulement.....	46
III.1.3.1 Densité de drainage $D_d$ .....	46
III.1.3.2 Temps de concentration du bassin versant $t_c$ .....	47

III.2 Construction du réseau d'isochrones.....	52
III.2.1 La vitesse de transfert .....	52
III.2.2 Les surfaces débitantes.....	54
III.3 Analyse des données pluviométriques.....	55
III.3.1 Pluies maximales journalières.....	56
III. 3.2 L'ajustement des Pluies maximales journalières.....	56
III.3.3 Choix de la loi d'ajustement.....	57
III.3.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	57
III.3.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	59
III.3.4 Pluies de courte durée.....	61
III.3.5 La pluie et l'intensité efficace.....	61
III.4 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique.....	63
Conclusion.....	68

#### ***Chapitre IV : Estimation de la production potentielle de sédiments***

Introduction.....	69
IV .1Transport solide.....	70
IV .2 L'érosioncontinentale .....	70
IV .3 La dynamique des sédiments.....	72
IV .4 Estimation de l'érosion spécifique.....	73
Conclusion.....	74

#### ***Chapitre V : projection et dimensionnement des canaux de ceinture***

Introduction .....	75
V .1Description de l'état actuelle et aménagement proposé .....	75
V .1.1 Comparaison des variantes.....	76
V .1.2 Tracé du canal de ceinture .....	76
V .2 Le type d'écoulement.....	77
V.3 Calcul hydraulique des variantes choisies .....	77
V.3.1 Les conditions de l'écoulement uniforme.....	77
V.3.2 Les formules principales de calcul .....	77
V.3.3 Détermination de coefficient de Chézy.....	78
V.3.4 Ecoulement fluvial, critique, et torrentiel .....	79

V.4 Les paramètre géométriques.....	79
V.4.1 Le choix de la section de meilleure conductivité .....	79
V.4.2 Calculs du rayon hydraulique maximal.....	80
V.4.3 Calcul de la profondeur normal $h_n$ .....	80
V.4.4 Calcul de la profondeur critique $h_{cr}$ .....	81
V. 4.5 Calcul de la pente critique.....	82
V.5 Calcul de la ligne d'eau.....	82
V.5.1 Equation de la surface libre de la ligne d'eau.....	82
V.5.2 Calcul de la surface d'eau.....	83
V.6 Calcul des paramètres de courbure du canal.....	83
V.7 Raccordement des canaux .....	84
V.8 calcul du Canal Projeté.....	84
Conclusion.....	93

### ***Conclusion Générale***

### ***Bibliographie***



## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I :**

Tableau I. 1 Coefficients de ruissellement (Rousselle, 2005). .....	3
Tableau I. 2 Vitesse $V$ calculée pour différentes valeurs de la pente .....	9
Tableau I. 3 Surfaces débitantes ( $Km^2$ ) (Touaïbia ,2004). .....	11
Tableau I. 4 Détermination du débit maximum probable $Q_{maxp}$ (Touaïbia ,2004)..	11
Tableau I. 5 Ordonnées de l'hydrogramme de crue (Touaïbia ,2004). .....	12
Tableau I. 6 Valeurs de CN en milieu rural (MCCUEN, 2004). .....	16
Tableau I. 7 Conditions antécédentes d'humidité.....	16

### **CHAPITRE II**

Tableau II. 1 Pluviométrie moyenne mensuelle de la Mitidja Centre .....	25
Tableau II. 2 Température moyenne mensuelle de la Mitidja Centre ( $^{\circ}C$ ) .....	25
Tableau II. 3 Vitesse moyenne mensuelle des vents de la station de Soumaâ et Dar El Beida en (m/s).....	26
Tableau II. 4 Valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation (station de Soumaâ) ....	26
Tableau. II.5 Humidité de l'air mensuelle moyenne (%) – Dar El Beida.....	28
Tableau II. 5 Répartition mensuelle des pluies dans la région de Ben Chaâbane (mm)	31

### **CHAPITRE III :**

Tableau III. 1 Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du B1.....	43
Tableau III. 2 Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du B2.....	44
Tableau III. 3 Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du B3.....	44
Tableau III. 4 L'utilisation des terres du bassin de Rebaïd .....	48
Tableau III. 5 Valeur pondérée de CNII du bassin de Rebaïd .....	48
Tableau III. 6 L'utilisation des terres du bassin de Ben Darna .....	49
Tableau III. 7 Valeur pondérée de CNII du bassin de Ben Darna.....	49
Tableau III. 8 L'utilisation des terres du bassin de Guerouanah .....	50
Tableau III. 9 Valeur pondérée de CNII du bassin de Guerouanah.....	50
Tableau III. 10 Les caractéristiques hydromorphométriques des trois bassins versants .....	51
Tableau III. 11 Les vitesses de transfert .....	52

Tableau III. 12 Les surfaces débitantes du bassin de Rebaïd (Km <sup>2</sup> ) .....	54
Tableau III. 13 Les surfaces débitantes du bassin de Ben Darna (Km <sup>2</sup> ) .....	54
Tableau III. 14 Les surfaces débitantes du bassin de Guerouanah (Km <sup>2</sup> ) .....	55
Tableau III. 15 La représentation de la station d'Oued El Alleug .....	55
Tableau III. 16 Caractéristiques de la série avec N=42ans :.....	56
Tableau III. 17 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL .....	59
Tableau III. 18 résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	60
Tableau III. 19 débit maximum probable Qmaxp% du bassin de Rebaïd .....	62
Tableau III. 20 débit maximum probable Qmaxp% du bassin de Ben Darna .....	63
Tableau III. 21 débit maximum probable Qmaxp% du bassin de Guerouanah.....	63
Tableau III. 22 ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin de Rebaïd .....	64
Tableau III. 23 ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin de Ben Darna .....	65
Tableau III. 24 ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin de Guerouanah .....	66

#### CHAPITRE IV :

Tableau IV. 1 Différents types de granulats .....	72
Tableau IV. 2 Les apports solides.....	74

#### CHAPITRE V :

Tableau V. 1 Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale (m=0.58) ; De largeur b (m) et de profondeur h (m) .....	80
Tableau V. 2 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S0-S5) .....	85
Tableau V. 3 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S0-S5).....	86
Tableau V. 4 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S0-S5) .....	87
Tableau V. 5 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S5-S9).....	88
Tableau V. 6 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S9-S10) .....	89
Tableau V. 7 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S9-S10).....	90
Tableau V. 8 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S10-S15) .....	91
Tableau V. 9 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S10-S15).....	92

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

Figure I. 1 l'ajustement par diverses lois de probabilité de la courbe des débits journaliers de la Dordogne a Argentat pour le mois de juillet (Réméniéras, 1999). .....	5
Figure I. 2 Averse unitaire (uniforme) et hydrogramme unitaire associé (Réméniéras, 1999) .....	7
Figure I. 3 Calcul de l'hydrogramme correspondant à une averse d'intensité double de celle de l'averse (Réméniéras, 1999).....	7
Figure I. 4 calcul de l'hydrogramme correspondant à une averse de durée triple de celle de l'averse unitaire mais de même intensité (Réméniéras, 1999).....	8
Figure I. 5 Tracé d'un réseau d'isochrones (Touaïbia ,2004). .....	10
Figure I. 6 Séparation de la pluie P en ruissellement Q rétention initiale Ia et infiltration F (MCCUEN, 2004). .....	13
Figure I. 7 Solution graphique de l'équation de ruissellement (MCCUEN, 2004). .....	14

### CHAPITRE II

Figure II. 1 Localisation géographique de la Mitidja .....	21
Figure II. 2 les trois Bassins versants étudiées. ....	23
Figure II. 3 Image satellitaire des trois Bassins versants.....	23
Figure II. 4 Climogramme de Bagnouls et Gausсен.....	27
Figure II.5 Mitidja Centre isogramme des précipitations ponctuelles maximales probables sur 24 heures. ....	29
Figure II. 6 Mitidja Centre carte des isohyètes des précipitations annuelles moyennes (1910-1979).....	30
Figure II. 7 pluies moyennes mensuelles à Ben Chaabene.....	31

### CHAPITRE III

Figure III. 1 Présentation du bassin de Bassin de Rebaïd.....	38
Figure III. 2 Présentation du bassin de Ben Darna .....	39
Figure III. 3 Présentation du bassin de Guerouanah.....	40
Figure III. 4 Rectangle équivalent du bassin de Rebaïd .....	42
Figure III. 5 Rectangle équivalent du bassin de Ben Darna .....	42
Figure III. 6 Rectangle équivalent du bassin de Guerouanah.....	42

Figure III. 7 La courbe hypsométrique du bassin 01 .....	43
Figure III. 8 La courbe hypsométrique du bassin 02 .....	44
Figure III. 9 La courbe hypsométrique du bassin 03 .....	45
Figure III. 10 Classification de Schumm du bassin versant de Rebaïd.....	46
Figure III. 11 L'utilisation des terres du bassin de Rebaïd.....	47
Figure III. 12 L'utilisation des terres du bassin de Ben Darna.....	48
Figure III. 13 L'utilisation des terres du bassin de Guerouanah.....	49
Figure III. 14 Le tracé du réseau d'isochrones du bassin de Rebaïd.....	52
Figure III. 15 Le tracé du réseau d'isochrones du bassin de Ben Darna.....	53
Figure III. 16 Le tracé du réseau d'isochrones du bassin de Guerouanah .....	53
Figure III. 17 Ajustement a la loi GUMBEL.....	58
Figure III. 18 Ajustement a la loi GALTON .....	60
Figure III. 19 L'hydrogramme de crue du bassin de Rebaïd .....	67
Figure III. 20 L'hydrogramme de crue du bassin de Ben Darna .....	67
Figure III. 21 L'hydrogramme de crue du bassin de Guerouanah .....	68
<b>CHAPITRE IV</b>	
Figure IV. 1 dynamique fluviale et échanges avec la plaine inondable .....	71
Figure IV. 2 Les zones d'érosion, de transport et de dépôt des sédiments.....	71
<b>CHAPITRE V</b>	
Figure V. 1Le tracé du canal de ceinture .....	76
Figure V. 2 Caractéristiques du canal Tr (S0-S5).....	85
Figure V. 3 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S0-S5) .....	86
Figure V. 4 Caractéristiques du canal Tr (S5-S9).....	87
Figure V. 5 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S5-S9) .....	88
Figure V. 6 Caractéristiques du canal Tr (S9-S10).....	89
Figure V. 7 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S9-S10) .....	90
Figure V. 8 Caractéristiques du canal Tr (S10-S15).....	91
Figure V. 9 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S10-S15) .....	92

## ***INTRODUCTION GENERALE***

L'eau est un élément vital pour la vie sur terre, elle constitue un facteur décisif pour la croissance et l'épanouissement des êtres vivants mais avec les quantités adéquates. L'inondation est une catastrophe naturelle qui détruit les constructions, les périmètres agricole et le plus grave, c'est la vie humaine.

L'Algérie est aussi touchée par ce phénomène de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que d'autres catastrophes.

Trois types peuvent être distingués : les crues plus ou moins cycliques des fleuves, les crues subites et les inondations liées aux tempêtes cycloniques ou aux cyclones. On peut ajouter un quatrième type d'envahissement des eaux sur les terres émergées dont l'histoire du climat offre des exemples : celui qui est dû à l'avancée des mers sur les bordures continentales basses, consécutivement à un réchauffement climatique. Si ce phénomène est lent et ne risque pas de surprendre les populations concernées, il n'en reste pas moins qu'il aurait, s'il se produisait de nos jours, des conséquences socio-économiques considérables.

Les excès d'eau présentent plusieurs inconvénients en agriculture.

Ce surplus peut être dû au mauvais drainage, à la présence d'une nappe phréatique peu profonde ainsi que le ruissellement de cours d'eau environnants. Un sol saturé en eau s'avère un milieu défavorable pour la végétation (exp : asphyxie des racines). L'activité biologique s'y trouve réduite ; la matière organique se décompose mal, la minéralisation de l'azote est perturbée. Les éléments nutritifs sont mis en solution et risquent d'être lessivés. Un excès d'eau contraint également la mise en valeur des sols ; les sols saturés se réchauffent plus lentement au printemps, leur structure se dégrade plus facilement et ils supportent mal le passage de la machinerie agricole (risque de compactage). Aussi, le but des travaux de drainage est d'évacuer le surplus d'eau dans le sol. Ceci permet d'allonger la saison de croissance et assurer une meilleure croissance des plantes et de meilleures conditions de travail du sol.

Donc l'ingénieur chargé de la conception et du calcul d'un réseau d'assainissement doit d'abord chercher à définir les données numériques qui serviront de base à ces calculs.

A partir de ces données, on doit calculer les débits de crues pour que les ouvrages d'assainissement soient réalisés ou améliorés, afin de les recueillir puis les évacuer.

Ben chaabane est une plaine touchée par les crues destructibles dans certains lieux qu'on classe vulnérables. Les inondations qui subissent les périmètres d'irrigation situés dans cette plaine sont de type torrentiel, qui sont dues à de fortes averses de pluies ou des orages violents sur les bassins versants des côtes algéroises.

Dans le premier chapitre bibliographique, il était nécessaire d'introduire quelques définitions sur les méthodes d'estimation des débits de crues en milieu rural.

Dans le deuxième chapitre on fait une présentation de la zone d'étude. Le chapitre trois est consacré à l'application des deux méthodes SCS-CN et la méthode de l'hydrogramme synthétique pour l'estimation des débits.

Dans le chapitre quatre, on étudie l'estimation de la production potentielle de sédiments.

Le chapitre cinq est de l'objet de projection et dimensionnement des canaux de ceinture.

***Chapitre I : Etude bibliographique sur les méthodes  
d'estimation des débits des crues en milieu rural***

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES METHODES D'ESTIMATION DES DEBITS DES CRUES EN MILIEU RURAL

### INTRODUCTION

La défense contre les crues et les problèmes d'irrigation ont été historiquement à l'origine du développement de L'hydrologie.

L'importance économique extrême de l'étude des crues s'explique en grande partie par des considérations de géographie : les zones de fortes concentrations urbaines sont très fréquemment près des fleuves ; les terres agricoles les plus riches sont généralement dans les basses vallées.

Ce chapitre aborde la modélisation déterministe du débit des crues en milieu rural, ces méthodes sont adéquates autant pour la conception d'infrastructures hydrauliques que pour la gestion des ressources hydriques. Ce chapitre est structuré de manière à présenter les méthodes d'estimation des plus simples aux plus complexes.

- 1-la méthode rationnelle ;
- 2-la méthode de l'analyse fréquentielle ;
- 3-la méthode de l'hydrogramme unitaire ;
- 4- la méthode de l'hydrogramme synthétique ;
- 5-la méthode de SCS-CN.

### I.1 LA METHODE RATIONNELLE

La méthode rationnelle est l'une des plus vieilles méthodes de prévision des crues (milieu du XIX<sup>e</sup> siècle). Son principe est intimement lié à celui du temps de concentration, c'est-à-dire le temps que met une goutte d'eau d'une averse pour parvenir à l'exutoire à partir du point du bassin pour lequel la durée du parcours est la plus longue. Si l'intensité de la précipitation demeure constante pour une période égale ou supérieure au temps de concentration, tout le bassin versant est sollicité totalement et le débit de pointe est atteint, puisque toutes les conditions pour y parvenir sont présentes. par contre, si la durée est inférieure au temps de concentration, une partie seulement de la superficie du bassin contribue au débit et celui-ci est inférieur au débit maximum ou de pointe. Le débit de pointe  $Q_p$  est ainsi directement lié à l'intensité de la précipitation et à l'aire du bassin (Rousselle, 2005) :

$$Q_p = 0,278 C \cdot h_i \cdot A \quad (I.1)$$



Avec :

A- la superficie du bassin en  $\text{KM}^2$  ;

C- le coefficient de ruissellement (sans unité) ;

$h_i$ - l'intensité de la précipitation en mm/h ;

0,278 : un coefficient assure la cohérence des unités de mesure (Rousselle, 2005).

L'application de la méthode rationnelle repose sur les hypothèses suivantes :

1. L'intensité de précipitation doit être constante pour une durée au moins équivalente au temps de concentration du bassin versant (il est acceptable, en pratique, d'employer une valeur moyenne tant que l'ampleur des fluctuations ne compromet pas la notion même du temps de concentration) ;
2. Le coefficient de ruissellement est constant pour la durée d'une précipitation ;
3. Le débit de pointe est atteint et maintenu dès que la durée de la précipitation dépasse le temps de concentration ;
4. L'aire du bassin versant ne varie pas au cours d'une précipitation (Rousselle, 2005).

La première hypothèse est la plus contraignante, car plus l'aire du bassin versant a l'étude est vaste, moins l'hypothèse d'une intensité constante est crédible ;

La deuxième hypothèse, que C soit une constante, n'est pas tant une contrainte d'utilisation de la méthode rationnelle qu'un rappel de ses limites (Rousselle, 2005).

La méthode rationnelle est simple d'emploi mais son efficacité dépend grandement du soin apporté à la détermination de ses paramètres (termes A, C et  $h_i$  dans l'équation 1.1).

Si le bassin présente des caractéristiques physiques variées, il faut subdiviser la superficie et attribuer à chaque subdivision de bassin un coefficient de ruissellement (C) distinct (Rousselle, 2005).

Le tableau I.1 présente des coefficients de ruissellement pour différents types d'aménagement et de surface.

Les valeurs regroupées au tableau 1.1 doivent être interprétées avec précaution.

On recommande de les utiliser pour des précipitations ayant des périodes de retour inférieures à 10 ans. Pour des périodes de retour de 25 ans et de 100 ans, on suggère d'augmenter ces coefficients de ruissellement des facteurs respectifs de 1,1 et

1,25 en limitant la valeur de C à 1,0. Dans le cas où la subdivision du bassin est nécessaire, on peut obtenir un coefficient composé par la relation suivante :

$$C = \frac{1}{A} \sum_{j=0}^n C_j A_j \tag{I.2}$$

Où  $C_j$  et  $A_j$  sont respectivement le coefficient de ruissellement et la superficie pour la subdivision  $j$ , avec  $j= 1, \dots, n$ .

L'intensité de précipitation ( $h_i$ ) utilisée dans la méthode rationnelle doit normalement provenir de courbes intensité-durée-fréquence. Ces courbes sont élaborées à partir de la station météorologique la plus proche ou à l'intérieur du bassin versant à l'étude. La détermination de l'intensité de précipitation exige de connaître la période de retour, dictée par les exigences du projet, ainsi que le temps de concentration du bassin, imposé par les caractéristiques physiques de ce dernier (Rousselle, 2005).

**Tableau I.1** Coefficients de ruissellement (Rousselle, 2005).

Type d'aménagement	C	Type de surface	C
Commercial		Pavage	
Ville centre	0,70 à 0,95	Asphalte et béton	0,70 à 0,95
Banlieue	0,50 à 0,70	Briques	0,70 à 0,85
Résidentiel		Toiture	0,70 à 0,95
Maisons individuelles	0,30 à 0,50	Pelouse (sol sablonneux)	
Duplex	0,40 à 0,60	Plat (pente de moins de 2 %)	0,05 à 0,10
Maisons en rangée	0,60 à 0,75	Moyen (pente de 2 % à 7 %)	0,10 à 0,15
Maisons en banlieue	0,25 à 0,40	Abrupte (pente de plus de 7 %)	0,15 à 0,20
Immeubles d'habitation	0,50 à 0,70	Pelouse (sol dense)	
Industriel		Plat (pente de moins de 2 %)	0,13 à 0,17
Modéré	0,50 à 0,80	Moyen (pente de 2 % à 7 %)	0,18 à 0,22
Lourd	0,60 à 0,90	Abrupte (pente de plus de 7 %)	0,25 à 0,35
Parcs, cimetières	0,10 à 0,25		
Cours de triage	0,20 à 0,35		
Naturel	0,10 à 0,30		

## I.2 LA METHODE DE L'ANALYSE FREQUENTIELLE

Le débit de la crue annuelle défini comme étant le plus fort débit de l'année peut être effectivement considéré comme une variable aléatoire continue et illimitée, dont on peut se proposer d'étudier la distribution statistique.

Lorsque l'on dispose d'observations de débits de crue, au site même ou à proximité, il est possible de procéder à un ajustement statistique puis à une extrapolation sur les fréquences. Cette méthode est parfaitement justifiée si on dispose de suffisamment d'observations (10 ans est un strict minimum). Cependant, il n'est pas raisonnable d'extrapoler l'ajustement statistique à des périodes de retour supérieures à  $2n$  ou  $3n$ ,  $n$  étant la durée d'observations. Cette méthode est donc limitée par la durée habituelle des observations à la prédétermination de débits de crue de fréquence généralement inférieure à 0,99 (J.P. LABORDE, 2000).

### I.2.1 Constitution de l'échantillon

Dans le cas où les observations ont été faites sur une durée suffisante, de l'ordre de 20 ans, on pourra travailler sur les débits instantanés ou moyens journaliers, maximaux annuels. Bien souvent, la période d'observations est restreinte et on pourra constituer un échantillon de débits de crue par corrélation à partir d'une station plus longue.

Généralement, les corrélations se font en log-log les distributions de fréquence des crues étant à forte dissymétrie positive (J.P. LABORDE, 2000).

Les variables utilisées sont généralement un débit maximum instantané  $Q_i$  ou un débit moyen journalier  $Q_j$  maximum. Que ce soit à partir d'une période réellement observée ou d'une série reconstituée, on peut retenir :

- les débits maxima annuels de chacune des  $n$  années (on s'assure de l'indépendance des observations puisque l'on travaille sur des années hydrologiques débutant à la fin de la période d'étiage) ;

- tous les débits supérieurs à un certain seuil de débit  $Q_0$  ;

La première définition est préférable lorsque la taille de l'échantillon est suffisante. Les fréquences s'expriment alors en  $\text{an}^{-1}$ , et les observations sont généralement parfaitement indépendantes.

La seconde définition est d'un emploi un peu plus délicat, soit à cause du problème de l'indépendance, soit du problème de la fréquence de ( $Q < Q_0$ ). Elle ne s'utilise que si le nombre d'années disponibles est faible et avec une extrême prudence. (J.P. LABORDE, 2000).

### I.2.2 Choix du type de loi et ajustement

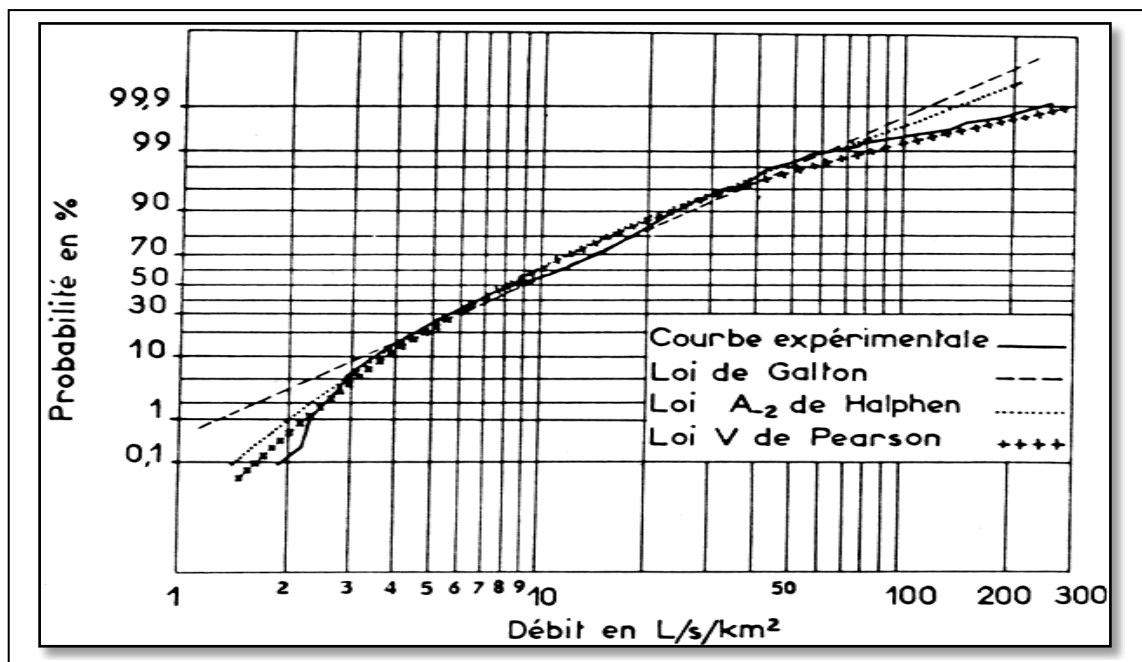
Le choix du type de loi peut être guidé par des tests statistiques, les coefficients de symétrie et d'aplatissement.

Malheureusement la taille de l'échantillon est généralement trop faible pour que les estimations des moments d'ordre supérieur soient fiables.

Le plus souvent, on procède par expérience en choisissant une loi à priori puis en vérifiant a posteriori que ce choix n'est pas absurde (alignement correct des points dans un graphique adéquat) (J.P. LABORDE, 2000).

Dans telle région, les expériences faites sur des stations longues et fiables montrent que ce sont les lois de Galton, de Gumbel... qui rendent le mieux compte de la statistique des débits de crue (sous les climats tempérés, ce sont généralement les lois de Gumbel, Galton ou Pearson III).

Le choix d'une technique dépend alors essentiellement des moyens de calcul dont on dispose et de la taille de l'échantillon (J.P. LABORDE, 2000).



**Figure I.1** l'ajustement par diverses lois de probabilité de la courbe des débits journaliers de la Dordogne a Argentat pour le mois de juillet (Réméniéras, 1999).

**I.3 METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE**

Il s'agit d'une méthode proposée initialement par Sherman en 1932, cette méthode a pour but d'étudier le débit  $Q$  d'un bassin versant apporté par un simple ruissellement. Son but est de déterminer pour un temps donné et une probabilité  $P\%$ , le débit de ruissellement à l'exutoire d'un bassin versant. Elle est fondée sur l'hypothèse de la linéarité de la transformation pluie-débit. On applique au bassin versant étudié des averses unitaires, c'est-à-dire des pluies d'une durée  $dp$  inférieure au temps de concentration  $t_c$  du bassin. On prend généralement  $dp$  comprise entre  $1/5$  et  $1/3$  de  $t_c$  ou  $dp \leq 2/3t_m$ .

Avec :

$t_m$  : temps de montée de la crue (déterminer sur l'hydrogramme de crue).

L'averse unitaire est choisie de telle sorte qu'elle engendre un volume ruisselé considéré comme volume unitaire, par exemple 1 mm d'eau sur toute la surface du bassin (Figure I.2).

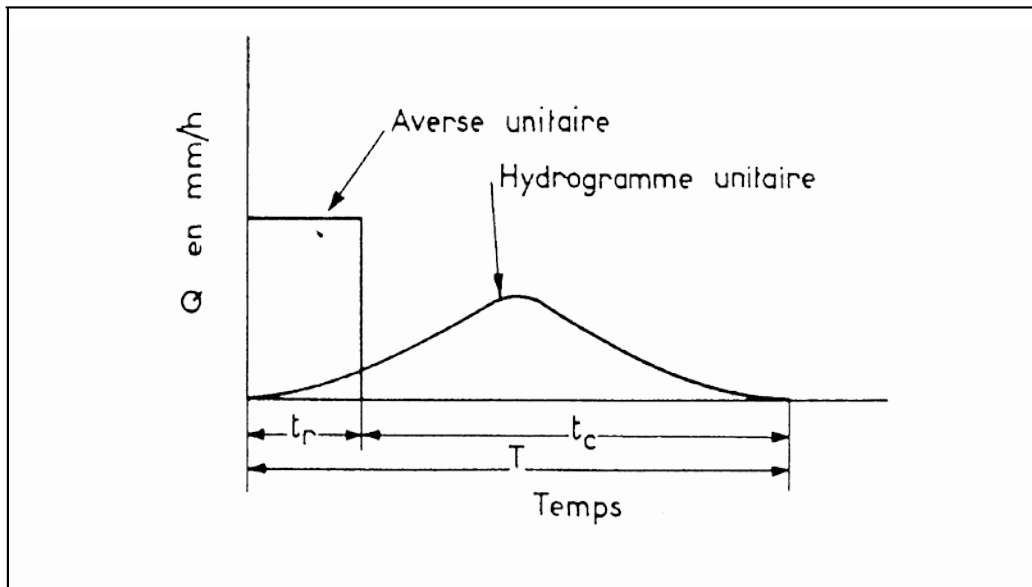
En appliquant l'hypothèse de linéarité, il est facile de calculer les débits engendrés par différentes averses :

- une averse plus longue que l'averse unitaire est considérée comme une succession d'averses unitaires, dont les débits, décalés dans le temps, s'ajoutent ;
- une averse d'intensité différente de celle de l'averse unitaire engendre un hydrogramme dont le rapport à l'hydrogramme unitaire est identique à celui des intensités des pluies (Figure I.3, Figure I.4).

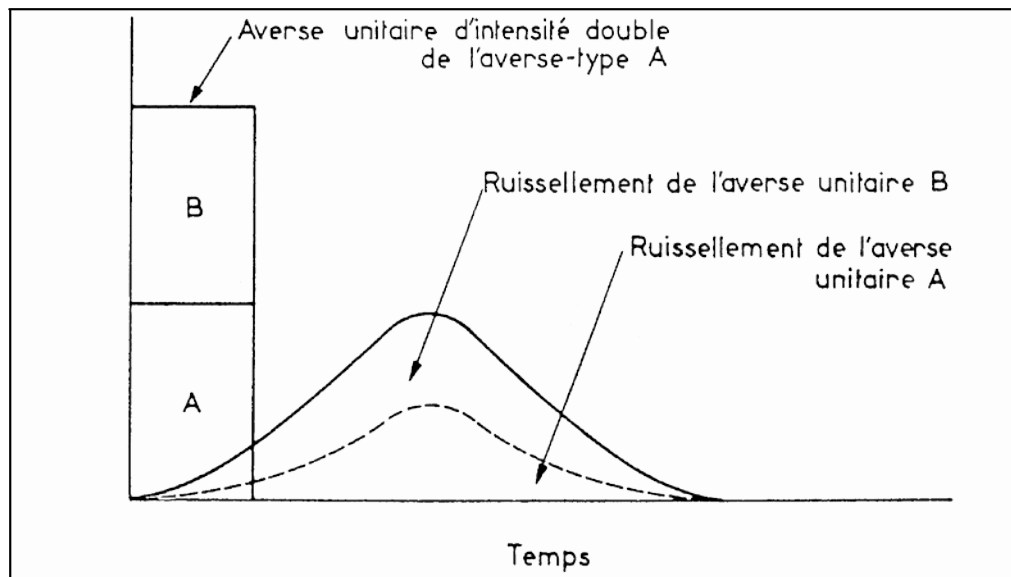
L'hydrogramme unitaire est établi à partir d'observations. On sélectionne les hydrogrammes réels générés par des pluies représentant le mieux l'averse unitaire théorique. On peut alors établir l'hydrogramme unitaire du bassin versant étudié.

A défaut de données d'observation, il existe des techniques de constructions d'hydrogrammes unitaires synthétiques, mais dont les résultats restent assez approximatifs.

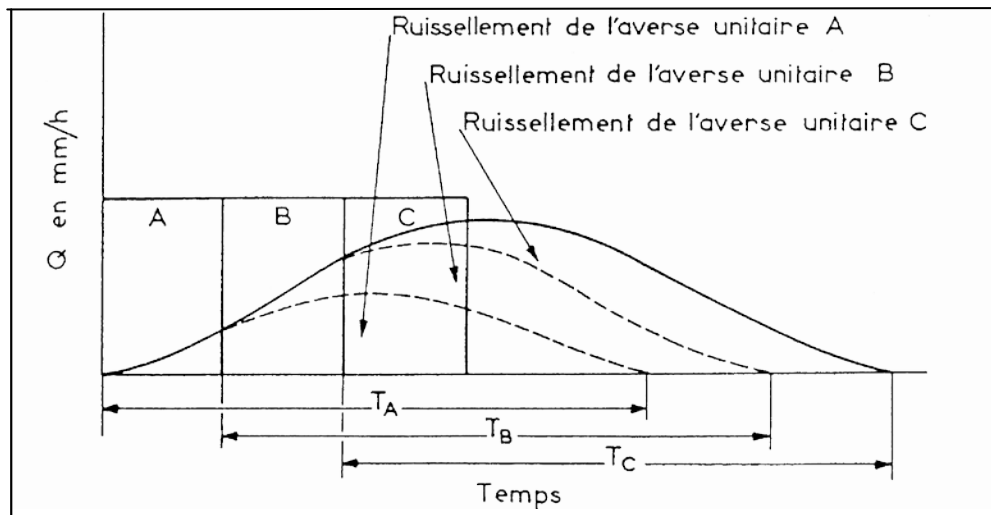
Cette méthode ne permet pas d'étudier des bassins incluant des tronçons de réseau : elle ne peut prendre en compte que le ruissellement de surface. On trouvera dans Réménieras (1999) une présentation détaillée de la méthode et de sa mise en œuvre.



**Figure I.2** Averse unitaire (uniforme) et hydrogramme unitaire associé (Réméniéras, 1999)



**Figure I.3** Calcul de l'hydrogramme correspondant à une averse d'intensité double de celle de l'averse (Réméniéras, 1999)



**Figure I.4** calcul de l'hydrogramme correspondant à une averse de durée triple de celle de l'averse unitaire mais de même intensité (Rémériéras, 1999).

#### I.4 LA METHODE DE L'HYDROGRAMME SYNTHETIQUE

Cette méthode développée par Larrieu est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le trace des isochrones. Certaines hypothèses sont admises quant à son application :

- Répartition uniforme de l'averse génératrice de la crue sur le bassin versant ;
- Vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval ;
- Formule de Giandotti reste valable pour le calcul du temps de concentration ;
- Pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes. La construction de l'hydrogramme de crue probable passe par la détermination du débit maximum correspondant (Touaïbia ,2004).

##### I.4.1 Construction d'un réseau d'isochrones

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même (Touaïbia ,2004).

L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène. Le tracé du réseau consiste :

- Diviser le réseau d'écoulement en segments de longueur constante à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits talwegs tributaires ;

-Après numérotation, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :

- . La distance à l'embouchure ;
- . L'élévation relative ;

.Le temps de parcours de l'eau ; c'est ce paramètre qui apparait sur la carte topographique du bassin versant.

Le temps de parcours de l'eau du point i, jusqu'a l'exutoire est :

$$t_i = \frac{d_i}{V_m} \tag{I.3}$$

**Avec :**  $d_i$  : distance mesurée suivant le trajet de l'eau ;

$V_m$  : vitesse moyenne de l'eau pouvant être estimée par la formule suggérée par l'institut d'hydrologie bavarois (Tableau I.2).

$$V_m = 20 \sin_{\alpha}^{3/5} \quad \text{et} \quad \sin \alpha_i \cong \text{tg } \alpha_i = \frac{\Delta H_i}{d_i} \tag{I.4}$$

$\Delta H_i$  : Dénivelée entre le point et l'exutoire ;

$\alpha_i$  : angle de terrain (voir pente moyenne du bassin versant) (Touaïbia ,2004).

**Tableau I.2** Vitesse V calculée pour différentes valeurs de la pente

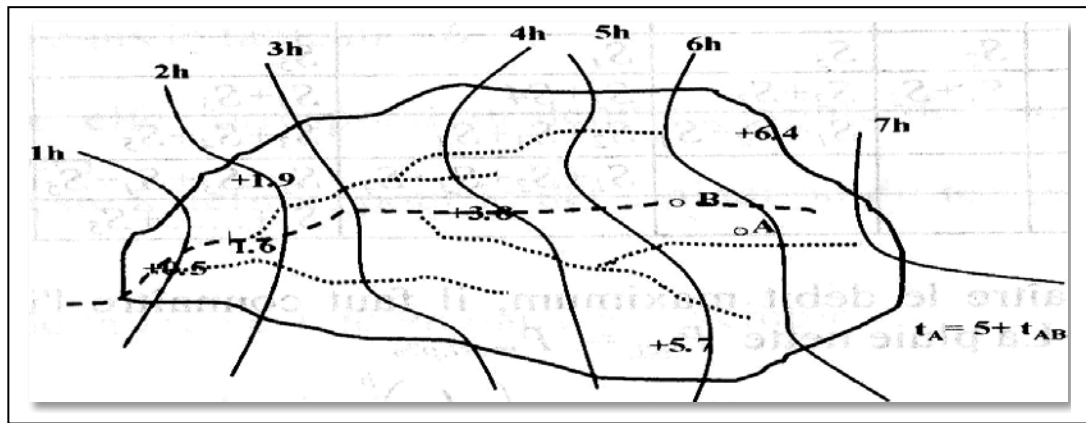
(Pente % = 100 Tg $\alpha$ )

Pente %	0.1	0.5	1	5	10	15	20	30
V m/s	0.3111	0.838	1.265	3.292	4.999	6.401	7.62	9.601

- Tracer de façon aléatoire un certain nombre de points éparpillés sur le bassin et à partir de chacun, on dessine le parcours probable de l'eau (c'est-a-dire une ligne de pente maximale) jusqu'a la rencontre du cours d'eau ou de l'un des talwegs.

Une fois que tous les points sont identifiés par le temps de parcours, le tracé du réseau d'isochrones est déterminé par interpolation (Figure I.5).





**Figure I.5** Tracé d'un réseau d'isochrones (Touaïbia ,2004).

### I.4.2 Calcul du débit maximum

Pour l'application de la méthode il faut tracer les isochrones sur le bassin versant (Figure I.5).

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{S_{\max} I_{\text{eff}}}{3.6} \quad (\text{I.5})$$

**Avec :**  $S_{\max}$  : Surface maximum débitante ( $\text{Km}^2$ ) ;

$I_{\text{eff}}$  : Intensité efficace (mm/h) ;

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{P_{\text{eff}}}$$

Ou :  $P_{\text{eff}}$ : Pluie efficace en mm

$t_{\text{eff}}$  : Temps efficace en heure

Les isochrones sont tracées sur le bassin versant après avoir calculé la vitesse de transfert des eaux  $V_t$ , définit comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux. Elle est exprimée en général en  $\text{Km/h}$  (Touaïbia ,2004).

Les surfaces débitables  $S_i$  sont déterminées par planimétrie. Ces surfaces sont déterminées pour chaque pas de temps, comme le montre le tableau I.3 (Exemple  $t_c=5h$ )

**Tableau I.3** Surfaces débitantes (Km<sup>2</sup>) (Touaïbia ,2004).

S <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>max</sub>
1	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>1</sub>
2		S <sub>1</sub> + S <sub>2</sub>	S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub>	S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>	S <sub>4</sub> +S <sub>5</sub>	S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub>
3			S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub>	S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>	S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub> +S <sub>5</sub>	S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub>
4				S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>	S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub> +S <sub>5</sub>	S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> +S <sub>3</sub> +S <sub>4</sub>
5					S <sub>1</sub> +.....+S <sub>5</sub>	S <sub>1</sub> +.....+S <sub>5</sub>

Pour connaître le débit maximum, il faut connaître l'intensité efficace (tableau I.4).

La pluie nette  $P_{net} = P_{maxt ,p\%}$

**Avec :** 
$$P_{maxt ,p\%} = P_{max j ,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{I.6}$$

La pluie maximale journalière probable  $P_{maxj,p\%}$  ,est déterminée par ajustement des pluies maximales journalières à une loi statistique (Gumbel, log-normale....).

**Tableau I.4** Détermination du débit maximum probable  $Q_{maxp}$  (Touaïbia ,2004).

S <sub>max</sub> débitante Km <sup>2</sup>	Durée averse T (h)	Pluie nette P <sub>net</sub> mm	Deficit d'ecoult D mm	Pluie efficace P <sub>eff</sub> =P <sub>net</sub> -D mm	Int. efficace I <sub>eff</sub> mm/h	Q <sub>max</sub> I <sub>eff</sub> .S/3.6 m <sup>3</sup> /s
S <sub>1</sub>	1					Q <sub>1</sub>
S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub>	2					Q <sub>2</sub>
S <sub>1</sub> +....+S <sub>3</sub>	3					Q <sub>3</sub>
S <sub>1</sub> +....+S <sub>4</sub>	4 =tm	←	←	←	I <sub>eff</sub> max	Q <sub>4</sub> = Q <sub>max</sub>
S <sub>1</sub> +....+S <sub>5</sub>	5				←	Q <sub>5</sub>

Le déficit d'écoulement est déterminé par les méthodes empiriques ou semi empiriques s'il n'est pas connu dans la région d'étude.

La valeur maximale des débits (ex : 4) est le débit maximum de pointe, Pour une durée de l'averse de 4h (temps de pointe de la crue) et une surface débitante maximale (S=S<sub>1</sub>+S<sub>2</sub>+S<sub>3</sub>+S<sub>4</sub>).

Connaissant le débit de pointe, il faut déterminer l'hydrogramme de crue.

### I.4.3 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique

Les ordonnées de l'hydrogramme de crue probable sont calculées par la

$$\text{Formule: } Q_{\max,p,\%} = \frac{I_{\text{eff,max}} \sum_{i=1}^n S_i}{3.6} = a \sum_{i=1}^n S_i \quad (\text{I.7})$$

et sont représentés dans le tableau I.5

$I_{\text{eff(max)}}$  : constante, elle correspond au débit de pointe donc au  $t_{\max}$  ou  $t_m$  (temps de montée)

La somme des  $S_i$  reste à définir, pour la détermination du temps de base de la crue.

Le temps de base de la crue est de 9h dans cet exemple (Touaïbia ,2004).

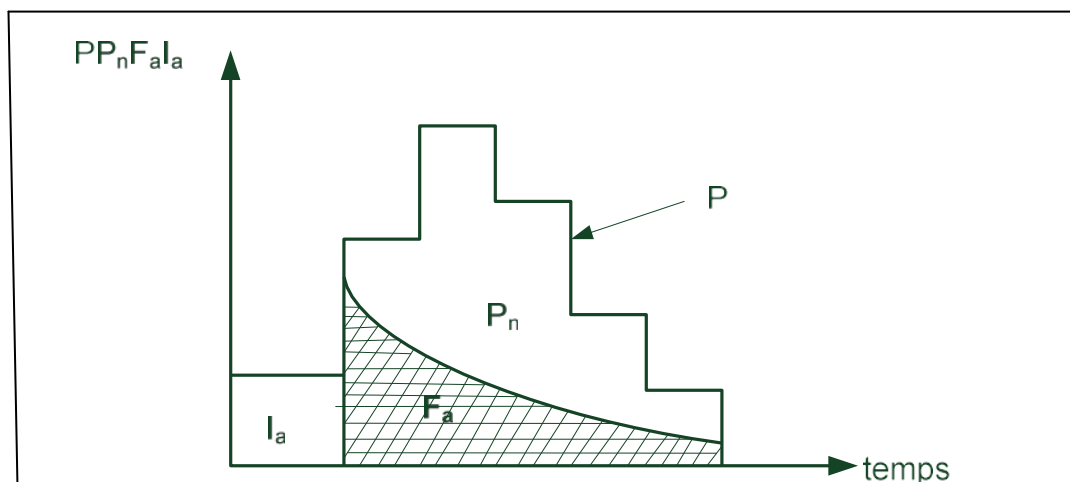
**Tableau I.5** Ordonnées de l'hydrogramme de crue (Touaïbia ,2004).

Durée de la crue t en h	$\sum S_i$ , Km2	$Q_{\max,i}$ , m3/s
1	$S_1$	$Q_1 = a S_1$
2	$S_1 + S_2$	$Q_2 = a (S_1 + S_2)$
3	$S_1 + S_2 + S_3$	$Q_3 = a (S_1 + S_2 + S_3)$
4 = $t_m$	$S_1 + S_2 + S_3 + S_4$	$Q_4 = a (S_2 + \dots + S_5) = Q_{\max}$
5	$S_2 + S_3 + S_4 + S_5$	$Q_5 = a (S_2 + \dots + S_5)$
6	$S_3 + S_4 + S_5$	$Q_6 = a (S_3 + \dots + S_5)$
7	$S_4 + S_5$	$Q_7 = a (S_4 + S_5)$
8	$S_5$	$Q_8 = a S_5$
9	0	$Q_9 = 0$

## I.5 LA METHODE DE SCS-CN

Le service de conservation du sol a développé en 1972 une méthode pour l'évaluation des pertes par infiltration à la suite d'une averse et donc l'estimation du débit d'eau de ruissèlement dans un bassin versant. Cette méthode implique différents types d'informations relatives à la végétation, groupe des classes de sol hydrologique et la répartition des pluies. Dénotons par  $P$  la hauteur brute de l'averse en mm (in),  $P_n$  la hauteur nette de l'averse en mm (in),  $I_a$  les pertes initiales avant le début du ruissèlement en mm (in),  $S$  la rétention potentielle maximale sur le bassin après le début du ruissèlement en mm (in),  $F_a$  l'infiltration après le début du ruissèlement.

La séparation de la pluie représentée dans la figure I.6.



**Figure I.6** Séparation de la pluie  $P$  en ruissellement  $Q$  rétention initiale  $I_a$  et infiltration  $F$  (MCCUEN, 2004).

### I.5.1 L'équation de ruissellement

L'hypothèse de base de la méthode SCS est que :

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_n}{P - I_a} \quad (I.8)$$

Autrement dit, le rapport entre l'infiltration réelle et l'infiltration potentielle égale le rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel.

D'après l'équation de continuité :

$$P = P_n + I_a + F_a \quad (I.9)$$

En combinant (I.8) et (I.9), on obtient : pousse

$$P_n = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (I.10)$$

Après des études expérimentales, on a déduit que :

$$I_a = 0.2S \quad (I.11)$$

Compte tenu de (I.11), l'équation (I.10) s'écrit :

$$P = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (I.12)$$

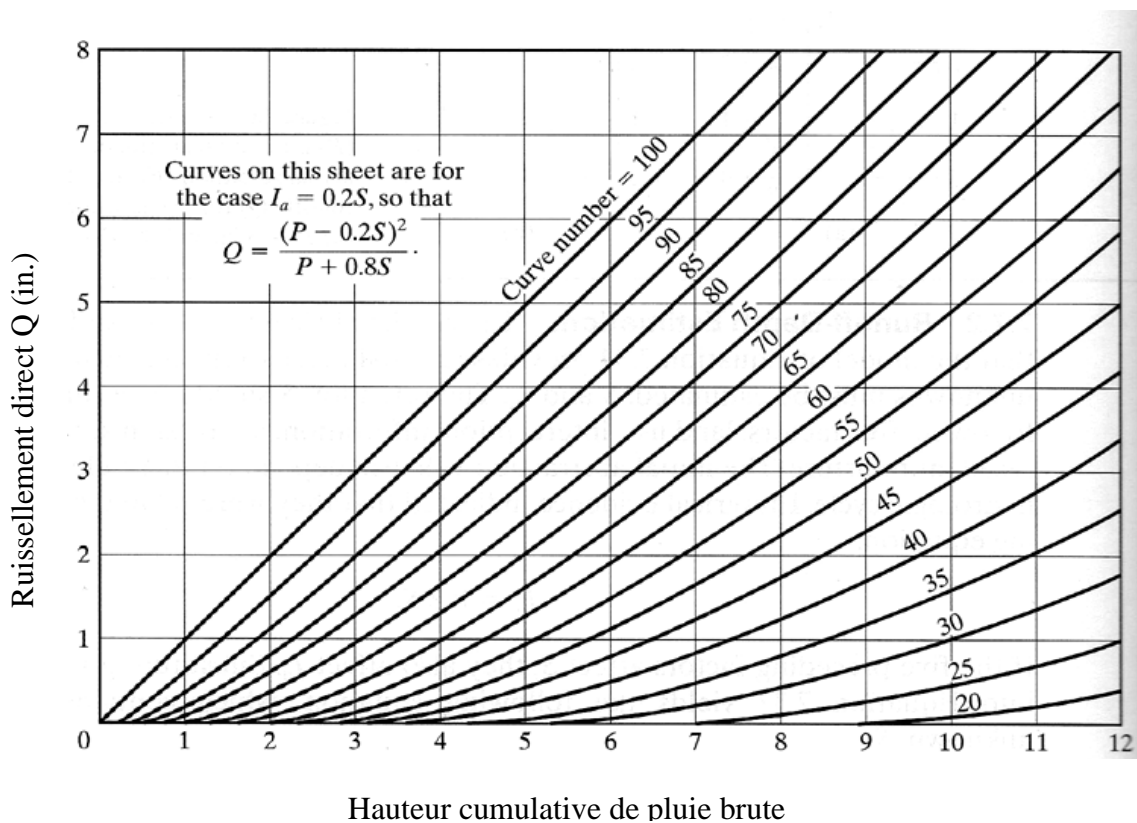
D'après la méthode SCS :

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{en mm} \quad (I.13a)$$

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{en in} \quad (I.13b)$$

Où CN = paramètre de ruissellement (Curve Number)

Les solutions de l'équation de ruissellement sont représentées dans la figure I.7.



**Figure I.7** Solution graphique de l'équation de ruissellement (MCCUEN, 2004).

**I.5 .2 Valeurs de CN**

Classement des sols selon leur texture :

A : potentiel de ruissellement faible et taux d'infiltration élevé  $\Longrightarrow$  sables et graviers ;

B : taux d'infiltration modéré et sol modérément bien drainé  $\Longrightarrow$  terre lumineuse sablonneuse ;

C : taux d'infiltration faible  $\Longrightarrow$  terre argileuse, sol ayant un faible contenu organique ;

D : potentiel du ruissellement élevé et taux d'infiltration faible  $\Longrightarrow$  sol gonflant lorsqu' humide, argiles et couches minces de sol avec fond imperméable près de la surface du sol.

**I.5 .3 Tableau De Curve-Number**

Le tableau I.6 montre les valeurs de CN en milieu rural en fonction de quatre paramètres :

- 1- utilisation de la terre ;
- 2- traitement ou pratique ;
- 3- l'état hydrologique ;
- 4- le classe du sol (A ou B ou C ou D).

Donc on utilise les paramètres mentionnés ci-dessus du bassin versant étudiée pour lire directement la valeur de Curve-Number.

Tableau I.6 Valeurs de CN en milieu rural (MCCUEN, 2004).

LAND USE	COVER		HYDROLOGIC SOIL GROUP			
	TREATMENT OR PRACTICE	HYDROLOGIC CONDITION	A	B	C	D
Fallow	Straight row	—	77	86	91	94
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
Small grain	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured and terraced	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraced	Good	62	71	78	81
	Straight row	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured and terraced	Poor	61	73	81	84
Close-seeded legumes <sup>a</sup> or rotation	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
meadow	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
Pasture or range	Contoured and terraced	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraced	Good	51	67	76	80
		Poor	68	79	86	89
		Fair	49	69	79	84
		Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
Meadow	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
		Good	30	58	71	78
		Good	45	66	77	83
Woods		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
Farmsteads		Good	25	55	70	77
		—	59	74	82	86
Roads (dirt) <sup>b</sup>		—	72	82	87	89
	(hard surface) <sup>b</sup>	—	74	84	90	92

**NB** : Selon les conditions d'humidité du sol durant les jours précédant la crue, le bassin réagira différemment à la même pluie. On définit ainsi dans le tableau I.7 quatre classes de conditions de sol selon la hauteur de la lame tombée durant les 5 derniers jours.

Tableau I.7 Conditions antécédentes d'humidité

HUMIDITÉ DU SOL	PLUIE TOMBÉE PENDANT LES 5 DERNIERS JOURS	CODE
TRÈS SEC	0	AMC0
RELATIVEMENT SEC	0 À 12.7 mm	AMCI
RELATIVEMENT HUMIDE	12.7 À 28 mm	AMCII
SATURÉ	> 28 mm	AMCIII

Les valeurs de CN fournies dans les tables 1b sont valables pour la condition AMC II. Pour les extrapoler aux conditions I et III on utilise les relations suivantes ;

**Valeurs de CN dans les tables  $\longleftrightarrow$  pour AMCII**

$$CN_I = \frac{4.2 CN_{II}}{10 - 0.058CN_{II}} \quad (I.14)$$

$$CN_{III} = \frac{23 CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}} \quad (I.15)$$

Après la détermination de la valeur de CN on peut calculer la rétention potentielle maximale S et par suite la pluie nette de l'averse Pn.

On peut aussi faire un Prolongement de la méthode SCS pour obtenir l'hyétogramme de l'averse nette c'est on la Pluie brute (hauteurs cumulées).

#### I.5.4 Calcul du débit de pointe

Le débit de pointe avec la méthode SCS se calcule par la formule

$$q_p = q_u A_m P_n F_p \quad (I.16)$$

Où  $q_p$  : débit de pointe en  $\text{pi}^3/\text{s}$  ;

$q_u$  : débit de pointe unitaire en  $\text{pi}^3/\text{s}/\text{mi}/\text{po}$  ;

$A_m$  : surface du bassin en  $\text{mi}^2$  ;

$F_p$  : facteur d'ajustement pour tenir compte du laminage dû à la présence d'étangs et de lacs ;

$P_n$  : ruissellement nette ou pluie nette ;

$q_u$  en fonction de temps concentration et le rapport  $\frac{I_a}{P}$  (MCCUEN, 2004).

### I.6 CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION

#### I.6.1 Définition

Temps pris par la goutte d'eau la plus éloignée hydrauliquement pour parvenir à l'endroit étudié (exutoire).

#### I.6.2 Les formules

##### 1- formule de Giandotti (l'ancienne formule ,1937)

$$tc = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} + H_{min}}} \quad (I.17) \text{ (Touaïbia ,2004).}$$



**Avec :**

S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

L<sub>cp</sub> : longueur du cours d'eau principal (Km) ;

t<sub>c</sub> : temps de concentration exprimé en en heure (heure) ;

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne (m) ;

H<sub>min</sub> : altitude minimale (m).

## 2- formule de Kirpich (zone agricole)

$$t_c = 0.0195 L^{0.77} I^{-0.385} \quad (\text{I.18})$$

**Avec :**

I : pente moyenne du bassin, m/m ;

L : longueur de parcours, m ;

t<sub>c</sub> : temps de concentration, min.

## 3- formule de la FAA

$$T_c = K_2 (1.1 - C) \sqrt{L/S^{0.333}} \quad (\text{I.19})$$

S : pente représentative de la surface, % ;

L : longueur de l'écoulement superficiel, m (pi) ;

C : coefficient de ruissellement ;

K<sub>2</sub> : 3.26 en SI ;

1.8 en SA ;

t<sub>c</sub> : temps de concentration, min.

## 4- formule de la SCS

$$t_c = 0.00526 \frac{L^{0.8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{\sqrt{S}} \quad (\text{I.20}) \text{ (MCCUEN, 2004).}$$

S : pente moyenne du bassin, % ;

CN : paramètre de ruissellement SCS (curve number) ;

L : longueur de parcours, m (pi) ;

t<sub>c</sub> : temps de concentration, min.

## 5- formule de l'onde cinématique

$$t_c = K_3 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}} \quad (\text{I.21})$$

S : pente moyenne du bassin, m/m ( $\pi/\pi$ ) ;

n : coefficient de Manning ;

i : intensité de l'averse, mm/h (po/h) ;

L : longueur de l'écoulement superficiel, m ( $\pi$ ) ;

K3 : 6.92 en SI ;

0.94 en SA,

tc : temps de concentration, min.

## **CONCLUSION**

Après l'explication des méthodes d'estimation du débit d'eau de ruissèlement dans un bassin versant, on choisit la méthode la plus approprié et optimisé pour l'utilisation dans notre projet donc on fait une comparaison entre les cinq méthodes en termes de précision et la disponibilité des données requises.

On constate que la plus appropriée et précise de faire les calcule de notre débit de ruissèlement par une combinaison entre deux méthodes :

-la méthode de SCS-CN pour calculer la pluie net ;

-La méthode de l'hydrogramme synthétique pour la construction de l' hydrogramme de crue.

## ***Chapitre : II Présentation de la zone d'étude***

**II.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE****II.1.1 PRESENTATION DE LA MITIDJA**

La Mitidja est une dépression longue d'environ 100 km sur 2 à 18 km de largeur réservée entre l'Atlas Blidéen au sud dont le point culminant est le pic de Mouzaia (1600 m) et une chaîne de collines au Nord (le Sahel). À l'extrême elle est largement ouverte sur la mer, sur une trentaine de kilomètres. Dans sa partie ouest, les collines de Sahel entrent au contact du massif montagneux du Chenoua (905 m) et rejoignent le plateau de Fadjana ; elle est limitée à l'Ouest par Oued Nador et à l'Est par Oued Boudouaou.

La plaine de Mitidja occupe une superficie de 2300 km<sup>2</sup>, avec une altitude qui passe de la côte 14 à l'entrée de la cluse du MAZAFRAN à la côte 260 à BLIDA. En allant vers l'Est ou vers l'Ouest de cette cluse, l'altitude s'élève progressivement, la moyenne se situant autour de 50 m. La plaine de Mitidja est divisée en trois tranches : Mitidja Ouest, Mitidja Est et Mitidja Centre.

**II.1.2 Limites de la Mitidja Centre**

La Mitidja centre limitée :

- au Nord par l'Oued Mazafran.
- Au Sud par l'Atlas Blidéen.
- À l'Ouest par Oued Chiffa.
- À l'Est par El-Harrach.

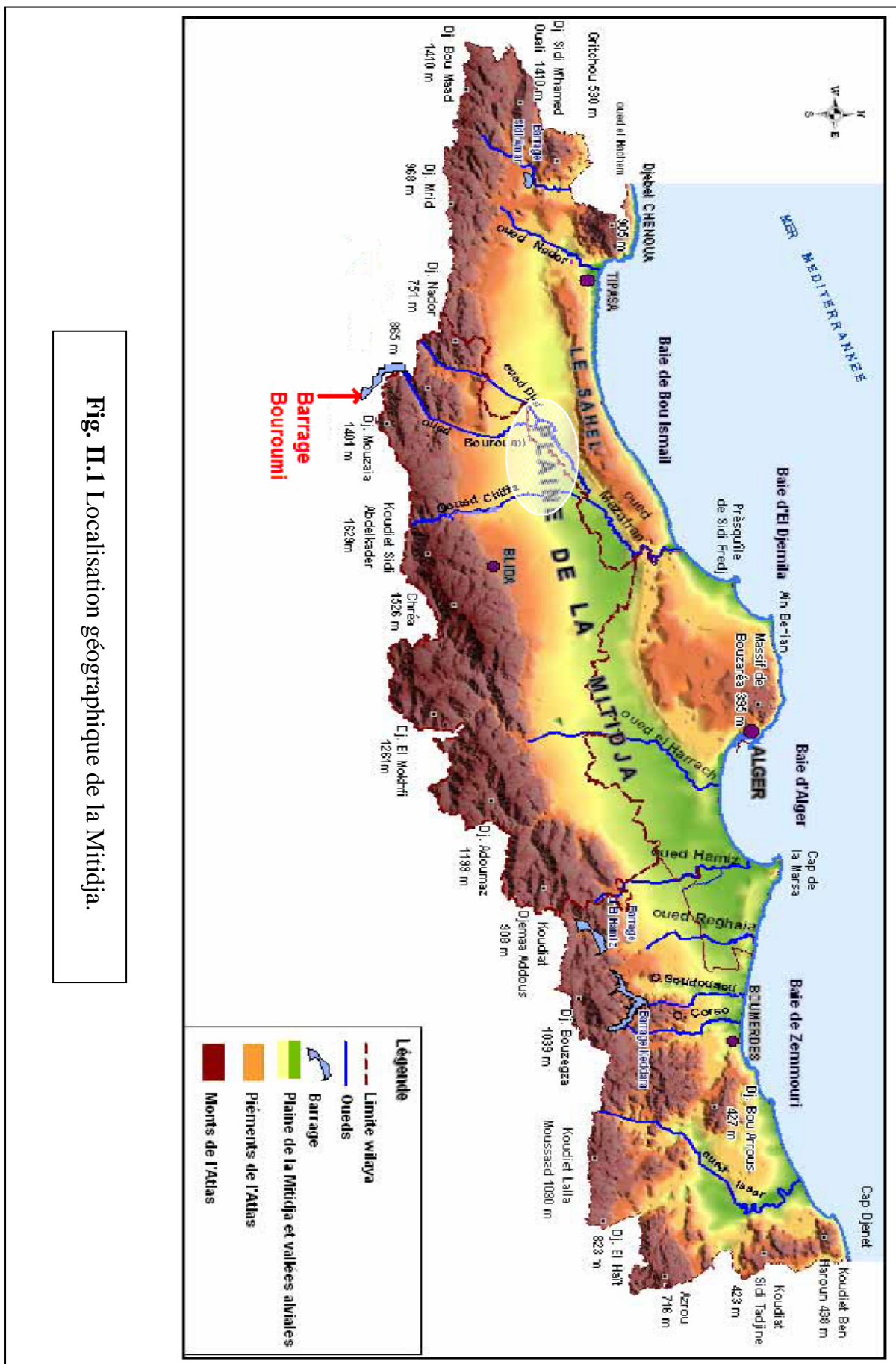


Fig. II.1 Localisation géographique de la Mitidja.

**II.1.3 Localisation du projet**

Les bassins versants ruraux étudiés sont localisés dans la région hydrologique « des bassins côtiers algérois Ouest, au nord-ouest par rapport au chef lieu de Wilaya de Blida, près de la ville de Mahelma environ 28 km au sud-ouest d'Alger.

Les trois oueds dominants notre sous bassin versant descendent des collines du Sahel qui sont de l'étage géologique dit **Plaisancien** (DHW de Blida).

Cette situation fait que la vallée ou plaine de la Mitidja et particulièrement la zone de Ben chaabane qui constitue une zone de confluence, est remplie de dépôts alluvionnaires formant une plaine plate. L'épaisseur de ces dépôts est d'au moins 70 m (DHW de Blida).

Les pentes Nord du sahel s'élèvent latéralement par rapport à Ben chaabane selon un angle de 15-20° et jusqu'à une altitude de 200m NGA. En moyenne, la zone d'inondation de la plaine passe de 3m NGA vers son extrémité la plus en aval, à 10m NGA à son autre extrémité ou amont (DHW de Blida).

Les alluvions se composent principalement de limons fins et gris avec de rares zones de graviers. Les effondrements sur les rives d'oueds se rencontrent principalement dans la zone à fortes pentes du Sahel et où l'on peut rencontrer des affleurements très souvent verticaux (DHW de Blida).

La plaine de la commune de Ben chaabane représente l'exutoire naturel de nos bassins versants ruraux étudiée, la commune de Ben Cbaabane est située au nord est de Boufarik au environ de 06 Km, sur la route Nationale N°0112, c'est un centre qui fait partie de la commune de Ben Khalil, celle-ci est une nouvelle commune issue du dernier découpage Administratif de la commune de Boufarik (N.ED -BEN ZERGUA, 1986).

On fait pour notre projet la délimitation des trois bassins versant parmi les bassins bordant les périmètres d'irrigation de Ben chaabane

- Bassin de Rebaïd ;
- bassin de Ben Darna ;
- bassin de Guerouanah.

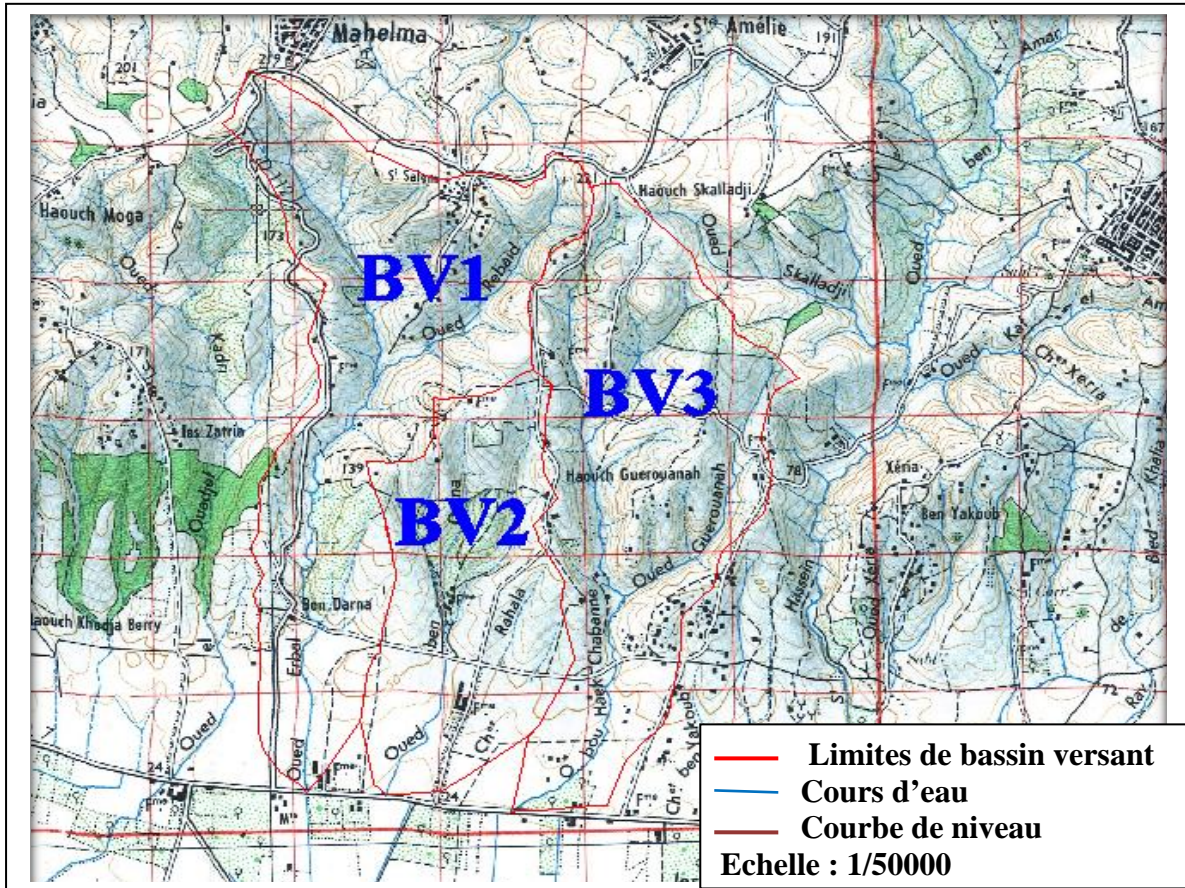


Fig. II.2 les trois Bassins versants étudiées.



Fig. II.3 Image satellitaire des trois Bassins versants.

**II.2 CLIMATOLOGIE DE LA MITIDJA CENTRE**

Le climat de la Mitidja Centre est déterminé à partir des données disponibles au niveau de deux stations climatologiques ; celle de Soumaâ et de Dar El Beida.

**II.2.1 La pluviométrie (ARNH de Blida)**

La Mitidja Centre bénéficie d'un climat méditerranéen caractérisé par une saison pluvieuse de Septembre à Mai avec un maximum de pluviométrie au mois Janvier et une saison sèche. Allant de Mai à Août.

La région étudiée reçoit une tranche d'eau annuelle comprise entre 300 et 890 mm pour une série de 15ans (1993-2007) avec une pluviométrie moyenne annuelle de 583mm. Malheureusement ces pluies sont mal réparties dans l'année agricole et parfois très violente et dévastatrice.

Les rythmes pluviométriques sont caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle, la pluie peut être précoce en automne, ou bien le contraire, retardée à la fin de l'hiver. Dans la région Blidienne, les premiers reliefs de l'Atlas provoquent une recrudescence des pluies due à l'effet de ces derniers. Cette zone est la plus humide de la plaine, voire le tableau II .1.

**II.2.2 La température (ARNH de Blida)**

Les températures moyennes mensuelles relevées dans les stations de Soumaâ et de Dar El Beida sont indiquées dans le tableau II .2 .

**II.2.3 Vents (ARNH de Blida)**

Les seules données disponibles sur les vents proviennent des stations de Soumaâ et Dar El Beida (voire le tableau II .3).

**II.2.4 Evaporation (ARNH de Blida)**

L'évaporation se traduit par la transformation de l'eau liquide existant dans le sol en vapeur. Elle dépend généralement de la température ambiante, de la quantité d'eau initialement présente dans le sol, de la pression et des mouvements de l'air. On l'exprime soit en mm/j, mm/mois ou mm/an, voire le tableau II .4.



**Tableau. II.1** Pluviométrie moyenne mensuelle de la Mitidja Centre

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Total
Soumaâ	34.75	50.17	96.44	99.62	111.5	90.86	53.91	74.81	56.66	3.58	2.50	7.60	682.40
Dar El Beida	30.78	42.39	84.66	90.78	90.32	81.72	40.67	56.17	36.61	5.77	1.60	12.46	537.90

Source l'ARNH de Blida.

**Tableau. II.2** Température moyenne mensuelle de la Mitidja Centre (°C)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin.	Juil.	Août.	Moy annu
Soumaâ	26	22.9	20.3	14.5	13.6	13.9	16.2	18.5	22	26.6	30	30.9	21.75
Dar El Beida	21.91	19.53	15.09	12.27	15.78	15.8	16.99	17.4	18.3	20.76	24.46	25.72	18.67
C (°c)	23.96	21.21	17.7	13.39	14.69	14.85	16.6	17.95	20.15	23.68	27.23	28.31	19.98

Source l'ARNH de Blida.

**Tableau. II.3** Vitesse moyenne mensuelle des vents de la station de Soumaâ et Dar El Beida en (m/s)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Moy annu
Soumaâ	3.5	3.1	3.5	3.4	3.3	3,4	3.8	3.5	3.2	3.6	3.4	3.6	3.4
Dar El Beida	2.43	1.89	2.23	2.19	2.27	2,21	2.18	2.66	2.62	2.76	2.72	2.5	2.39

Source l'ARNH de Blida.

**Tableau. II.4** Valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation (station de Soumaâ)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy annu
EVP (mm)	119.8	109.2	84.8	68.1	69.1	69.0	91.0	114.3	150.2	171.8	195.3	200.5	120.3

Source l'ARNH de Blida.

Durant la période de 1993 – 2007 l'évaporation moyenne est de 120.3 mm/an, avec un maximum de 200.3mm en Août et un minimum de 69mm en Janvier.

D'après l'indice climatique IA de DE MARATONE, qu'on a trouvé 20 .95; on constate que la Mitidja Centre est une zone sub-humide. Ceci a pu être déterminé grâce à la relation (1) ci – dessous :

$$I_A = \frac{P}{T+10} \tag{II.1}$$

P : Pluies moyenne annuelle en mm.

T : Température moyenne annuelle en °C.

Si IA <5 ⇒ climat désertique.

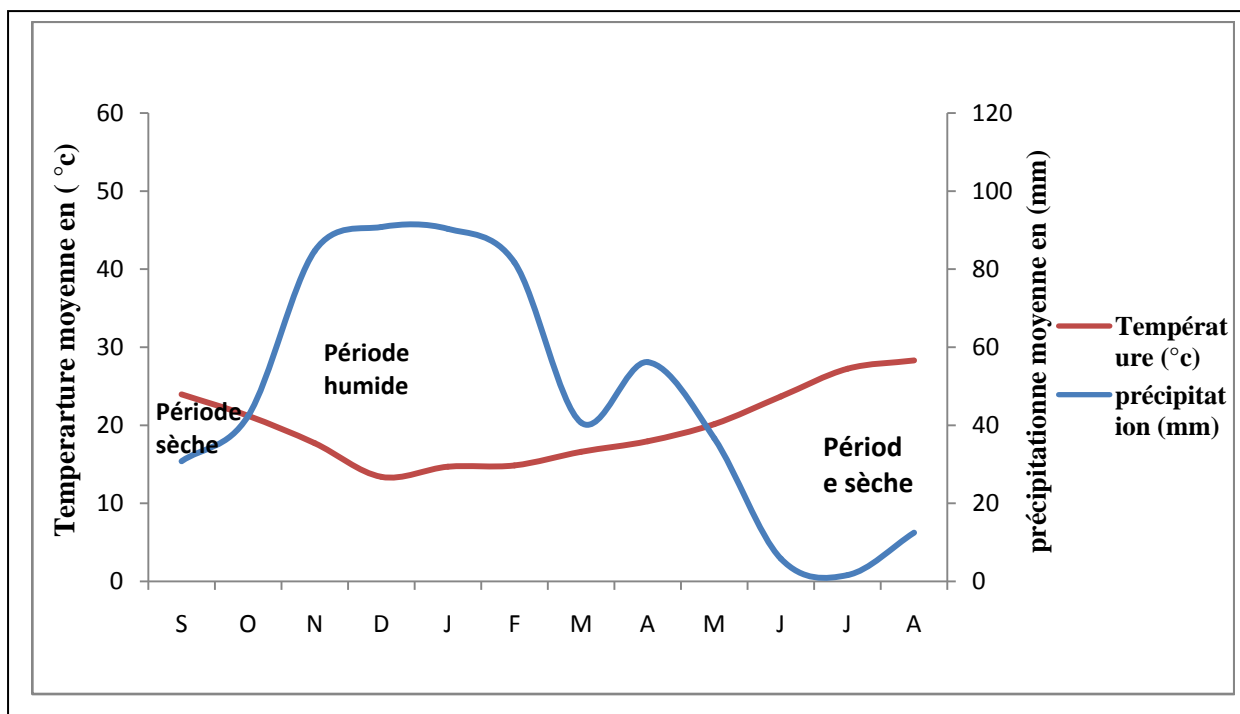
5 < IA < 10 ⇒ climat très sec.

10 < IA < 20 ⇒ climat sec.

20 < IA < 30 ⇒ climat sub-humide.

IA < 30 ⇒ climat humide.

Suivant le diagramme de Bagnouls et Gausсен représenté ci- dessous, il est plus visible que la région possède deux saisons humide et sèche ; la saison humide commence au mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai, d'où la saison sèche qui s'étale jusqu'à la fin du mois de Septembre. Voir la figure suivante :



**Fig. II.4** Climogramme de Bagnouls et Gausсен.

### II.2.5 l'humidité de l'air

De tous les paramètres de l'humidité de l'air, le plus grand intérêt va à l'humidité relative qui représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. Les valeurs affichées dans le tableau I.5 donnés ci-après restent pratiquement les mêmes durant l'année (DHW de Blida).

Effectivement, la différence entre les mois à l'humidité relative minimale et maximale, c'est-à-dire l'amplitude annuelle, ne dépasse pas 10%.

Les humidités moyennes mensuelles, vu leurs variations annuelles limitées ne donnent qu'une idée générale de la distribution de ce paramètre et n'ont donc pas une grande importance pratique qu'ont les variations diurnes de l'humidité relative, beaucoup prononcées (DHW de Blida).

**Tableau. II.5** Humidité de l'air mensuelle moyenne (%) – Dar El Beida

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
77.7	77.8	77.0	76.1	75.0	72.3	69.2	70.0	71.4	74.5	76.4	78.0	74.6

Source la DHW de Blida.

Les quantités annuelles de précipitations varient considérablement par rapport à la moyenne interannuelle. Ces variations se produisent sous l'influence des caractéristiques spécifiques de la circulation atmosphérique d'une année à l'autre.

L'étude des précipitations donne une vision générale sur le régime pluvial, elle constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières maximales est primordiale pour l'étude des crues (DHW de Blida).

### II.2.6 Climatologie de Ben chaabane

Pour la période de 1910/11 à 1979/80, on dispose de la carte des isohyètes des précipitations annuelles moyennes et l'iso gramme des précipitations maximales probables sur 24 heures dans la zone qui nous concerne.

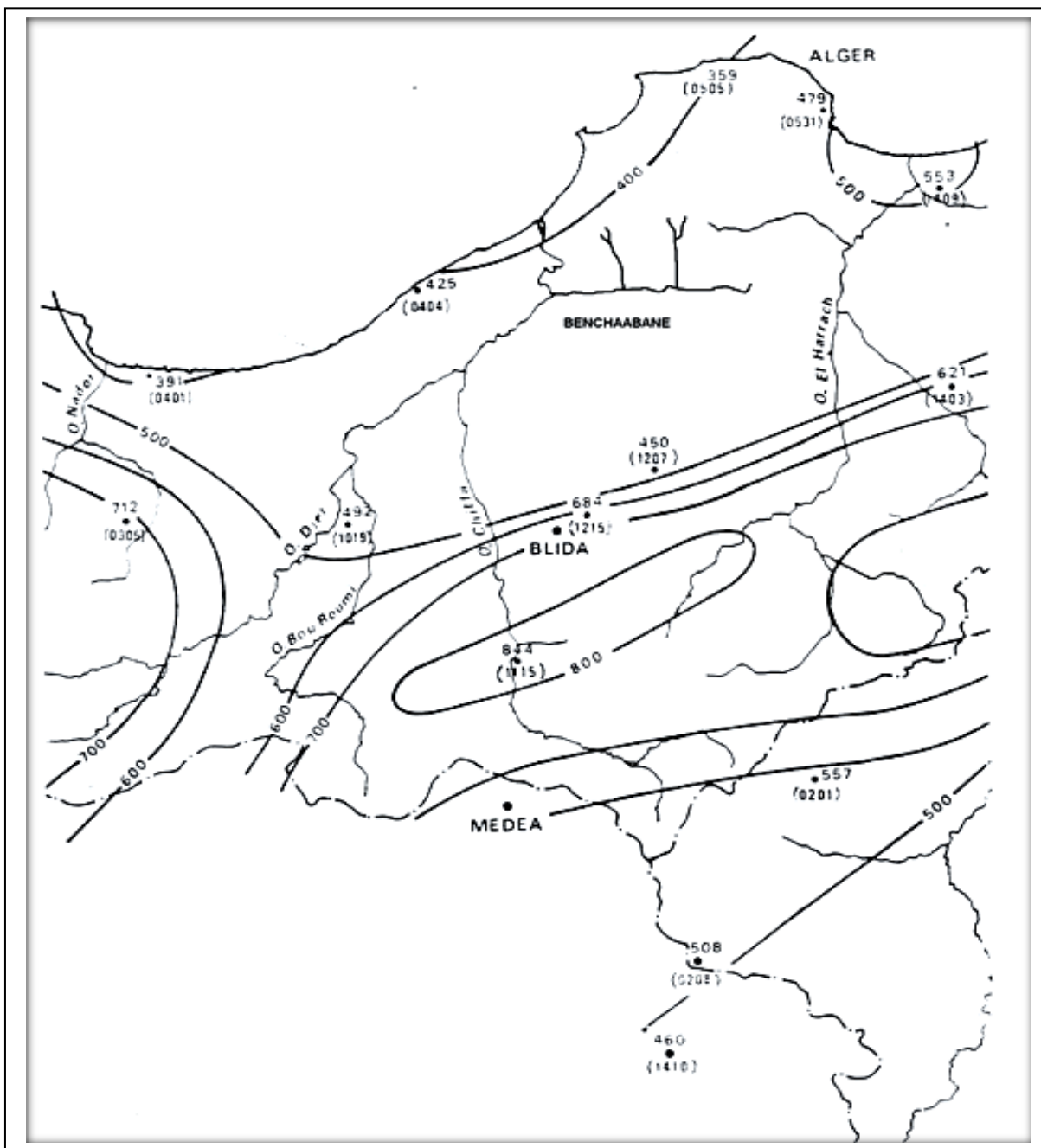


Fig. II.5 Mitidja Centre isogramme des précipitations ponctuelles maximales probables sur 24 heures.

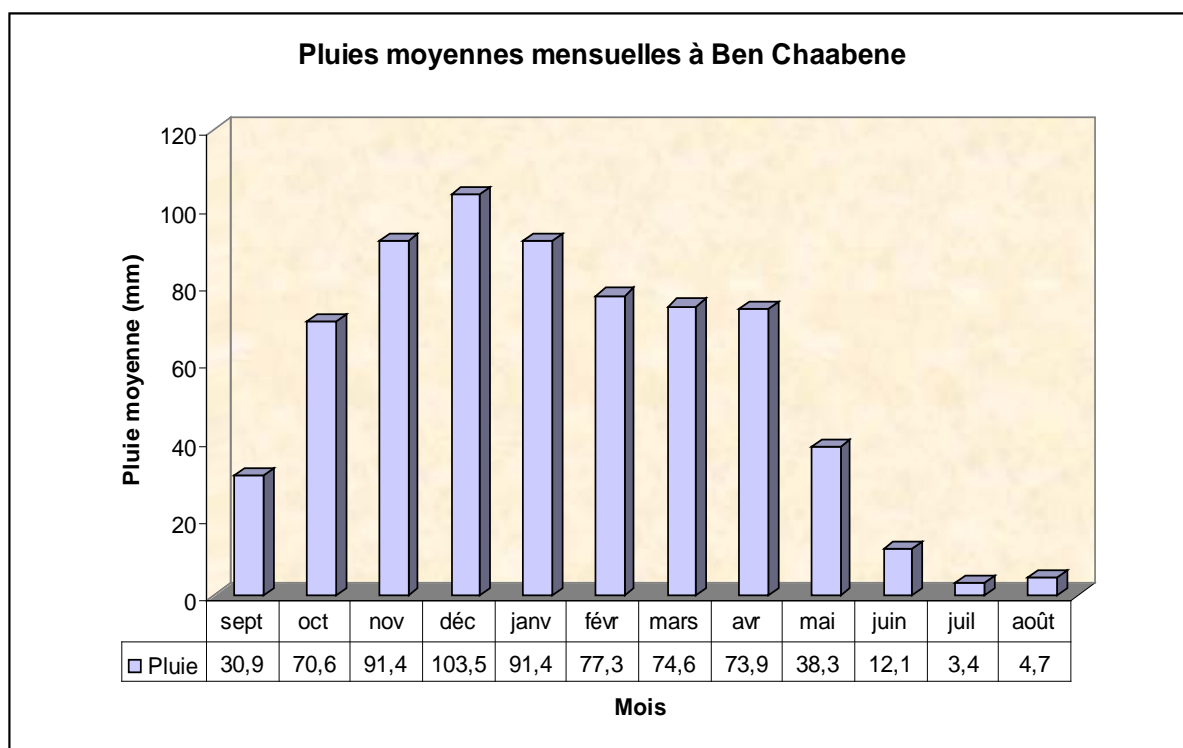


La répartition mensuelle des pluies moyennes de la zone de Ben Chaabene est présentée dans le tableau et la figure qui suivent :

**Tableau. II.6** Répartition mensuelle des pluies dans la région de Ben Chaâbane (mm)

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
30,9	70,6	91,4	103,5	91,4	77,3	74,6	73,9	38,3	12,1	3,4	4,7	672

Source la DHW de Blida.



**Figure. II .7** pluies moyennes mensuelles à Ben Chaabene.

La région de Ben chaabane possède un climat méditerranéen (tempéré marqué par une période pluvieuse relativement courte ).La pluviométrie annuelle moyenne y est de l'ordre de 600 à 800 mm. Les orages sont parfois très violents et de courte durée et donc de forte intensité ce qui accroît leur rôle dans l'érosion des sols (DHW de Blida).

En règle générale, notre zone se caractérise par des étés secs et chauds et des hivers doux avec des précipitations accentuées durant la période allant d'octobre à mars. Le mois le plus chaud est août (DHW de Blida).

**II.3 GEOLOGIE**

La Mitidja Centre est un bassin alluvial post-astien remblayé au début de quaternaire par des matériaux Villa franchiens, il est formé d'affaissement et de sédimentation.

**II.4 HYDROGEOLOGIE**

Les deux aquifères identifiables dans la région d'étude sont :

- L'aquifère de l'astien profond.
- L'aquifère de quaternaire affleurant.

Ces deux derniers correspondent à la formation de l'astien et aux alluvions du soltano-tensifien qui reposent sur les marnes du plais ancien qui forme la limite étanche de presque tout le bassin. Ces deux aquifères sont séparés par des formations semi-perméables de la villa Franchine appelée Marnes d' El Harrach.

L'aquifère de l'astien est représenté par différents faciès à dominance gréseuse. Il est généralement captif avec un niveau piézométrique juste au-dessus du sol est libre dans les zones d'affleurement de l'astien dans le Sahel. Les écoulements se font depuis les bordures du Sahel vers la plaine de la Mitidja. L'étude géophysique (compagnie générale de géophysique, 1967) montrent que le toit de cet aquifère se trouve à environs 400 m de profondeur à oued El Alleug et à 200m dans le Mazafran.

Le réservoir alluvial du quaternaire est constitué par les terrains clastiques de la formation de la Mitidja (soltano- tensifien). Il s'agit d'un ensemble de galets de sable alternant avec des limons et des argiles qui recouvrent toute l'étendue de la plaine. La limite inférieure est formée par les marnes de la formation d'El Harrach attribuée au Villa franchien –Callanbrien et sa limite supérieure est libre sauf la zone du Mazafran où la nappe devient captive sous les limons du Rharbien. L'épaisseur de cet aquifère varie de 100 à 200 m en moyenne et va en s'amincissant vers le sud pour atteindre l'Atlas.

Les écoulements souterrains se font en générale du sud vers le nord, mais les pompages excessifs s'effectuant au niveau des champs captant influencent considérablement les écoulements. Par ailleurs, sous l'influence conjuguée des alimentations hivernales et des pompages estivaux, la nappe présente des fluctuations saisonnières importantes. Cet aquifère aux caractéristiques hydrodynamiques



Excellentes est très exploité pour les besoins agricoles, industriels et pour l'alimentation en eau potable des agglomérations des wilayas de Blida, Alger et de Tipaza.

## **II.5 GEOMORPHOLOGIE**

La Mitidja centre offre sur le plan géomorphologique une assez grande homogénéité. Ce phénomène est lié à la nature subsidence de cette unité, subsidence entraînant une certaine dynamique qui s'est manifestée par la divagation des Oueds jusqu'à la régression Post-flandrienne.

## **II.6 RESEAU HYDROGRAPHIQUE**

Les principaux Oueds se trouvant dans la Mitidja Centre sont d'Oued Mazafran ; Oued Chiffa et en fin Oued El-Harrach. Ces cours d'eau, nés dans l'Atlas, traversent la Mitidja Centre du Sud au Nord, franchissent le Sahel par des cluses.

- **Oued Mazafran :**

Le fleuve côtier le plus important de toute la Mitidja est formé de la réunion des oueds Djer, Bou Roumi, Chiffa.

- **Oued Chiffa :**

Oued Chiffa constitue la limite Ouest de la Mitidja Centre. Ce dernier se jette dans la mer par une vallée étroite incisée dans le Sahel ouest.

- **Oued El-Harrach :**

Cet oued représente la limite entre la Mitidja Centre et la Mitidja Est, il se jette dans la baie d'Alger.

Les bassins côtiers algérois, contenant un ensemble de petits oueds tels que : oued Kadri; oued Rebaïd; oued Ben Darna; oued Guerouanah .les exutoires de ces oueds situés dans la plaine de Mitidja.

## **II.7 ETUDE DES SOLS**

L'étude Agro-pédologique de la Mitidja Centre à permis de recenser quatre classes de sol d'une grande hétérogénéité à savoir :

Peu évolués, calcimagnésiques, à sesquioxydes de fer, Hydromorphes.

(Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL, 1992).

### **II.7.1 Les sols peu évolués**

#### **II.7.1.1 Groupe d'apport Alluvial**

La classe des sols peu évolués sont les plus étendues dans la Mitidja Centre.

On le rencontre sur 16675ha soit 59.81% de la superficie totale.

Ces sols sont d'origine non climatique ; ils sont situés en grande partie le long des oueds et sont formés par des sols alluviaux et colluviaux. Ce sont des sols de profil AC avec un horizon peu humifère reposant sur des matériaux peu différenciés.

Les caractéristiques physico-chimiques de ces sols sont comme suit :

-La texture varie de moyennement –fine à très fine, friable, en surface ;

Et l'horizon qui vient après présente une hétérogénéité ; allant de limoneux et de sableux à argileux

-La matière organique est pauvre à moyennement pauvre et décroît en profondeur, le pourcentage varie de 0.7 à 0.3 %.

-La perméabilité de ces sols ; de l'ordre de 0.5 à 1.9 m /j est moyennement faible.

-le niveau de PH se situe entre 6.6 et 8, ce qui est neutre à faiblement alcalin.

-La teneur en azote est pauvre à très pauvre .La capacité d'échange cationique est moyennement à peu élevé. Le calcaire actif est parfois très peu élevé.

Avec toutes ces propriétés, nous avons distingué six sous-groupes sont : Modal, Hydromorphe, Vertique, Noircie, Modal-Hydromorphe, Modal-Vertique, et Vertique-Hydromorphe (Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL, 1992).

#### **II.7.1.2 Groupe d'apport Colluvial**

##### **a- Sous-groupe Modal**

Ces sols d'apport colluvial se situent au Nord des collines ; au Sud de Bouinan et occupent 558 ha de superficie (2.00%).

**II.7.1.3 Groupe d'apport Alluvial- Colluvial****a- Sous-groupe Modal**

Ces sols d'apport alluvial colluvial se situent bas des versants et dans les lits d'oueds dans la zone de Chebli. Ils occupent une superficie de 1690 ha soit 6.06% de la surface totale (Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL, 1992).

**II.7.2 Les sols calcimagnésiques**

Le complexe est saturé à plus de 90% par du calcium et du magnésium.

Nous avons distingué deux sous-groupes sont :

**a-Brun Calcaire Modal**

Ont une texture argilo-limoneuse, la matière organique de ces sols se situent entre 1.89 à 1.4%, occupe environ 453 ha soit 1,62% de la superficie totale.

**b-Brun Calcaire Hydromorphe**

Ces sols occupent une très faible superficie de 127 ha soit 0.46%. Ce type de sol se caractérisent par une texture limono -argileuse à argileuse en profondeur. la matière organique faible en surface dévient très faible on profondeur. Le PH est légèrement acide et la conductivité très faible (Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL, 1992).

**II.7.3 Les sols à sesquioxydes de fer**

Les sols à sesquioxydes de fer de notre zone d'étude sont localisés au Sud de Blida et sur le cône de déjection de la Chiffa. Ils occupent une superficie de 1550 ha soit 5.5%.

Ces sols sont définis par un développement de profil du type A.B.C ou A (B) C, caractérisé dans le cadre de l'étude par la sous classe des sols rouges et bruns formés sous un climat de type méditerranéen.

Nous avons distingué trois sous-groupes sont :

**a- Sous-groupe Rouge Non Lessivé Modal**

Ces sols occupent une superficie le 536 ha soit 1,92%

**b- Sous-groupe Brun Non Lessivé Modal**

Ces sols se localisent sur le cône de déjection à proximité le l'Oued Chiffa. Ils occupent une superficie le 944 ha soit 3,48% (Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL, 1992).

**II.7.4 Les sols Hydromorphe**

L'hydromorphie se développe quand les sols se trouvent asphyxiés pour manque d'oxygène, le manque d'oxygène galvanise le processus de réduction c'est à dire la transformation de plusieurs compositions d'oxydes en majorité de fer.

Les sols Hydromorphe se sont développés sur les alluvions récentes. Ce sont des sols à structure argilo-limoneuse.

Les sols que nous avons étudié sont peu humifères ou minéraux et occupent une superficie de 3485 ha soit 12,51%.

Nous avons rencontrés trois sous-groupes à savoir

a- Sous-groupe pseudo-Gley de surface.

b- Sous-groupe à Gley peu profond <80 cm.

c- Sous-groupe à Gley profond >80 cm. (Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL, 1992).

**CONCLUSION**

Il est à noter que toutes les oueds principales dans la Mitidja centre, présentent généralement un lit bien marqué et versez directement dans la mer tel que Oued Mazafran ; Oued Chiffa, mais quelques petites oueds situées dans la côte algérienne n'arrivent généralement pas à creuser de lit majeur rejoigne celui de l'oued principale alors débouché dans la plaine. Elles se dés encaissent à la rupture de pente, c'est à dire sur la ligne de séparation entre les sols colluviaux, et les sols de la plaine.

***Chapitre III : Estimation des débits de crues des bassins versant bordant les périmètres d'irrigation***

## **INTRODUCTION**

Pour protéger les périmètres agricoles contre le risque de ruissellement des eaux pluviales dans les zones rurales, il faut faire appel à une étude hydrologique rigoureuse. Ensuite, appliquer les lois de la méthode de SCS Cité dans le premier chapitre cela nous permet d'estimation des débits de ruissellements pour une période de retour choisie.

Les données hydrologiques prises en considération dans les projets d'assainissement sont celles des averses.

Les averses sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peuvent varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité.

Les choix des périodes de retour convenable se font à partir d'un calcul technico- économique du coût d'entretien des ouvrages d'évacuation.

Pour l'assainissement agricole, on adapte le plus souvent une période de cinquante ans.

### **III.1 LE BASSIN VERSANT**

#### **III.1.1 DEFINITION DU BASSIN VERSANT**

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section (Touaibia, 2004).

La Présentation des trois bassins versants est donnée dans les figures suivantes :

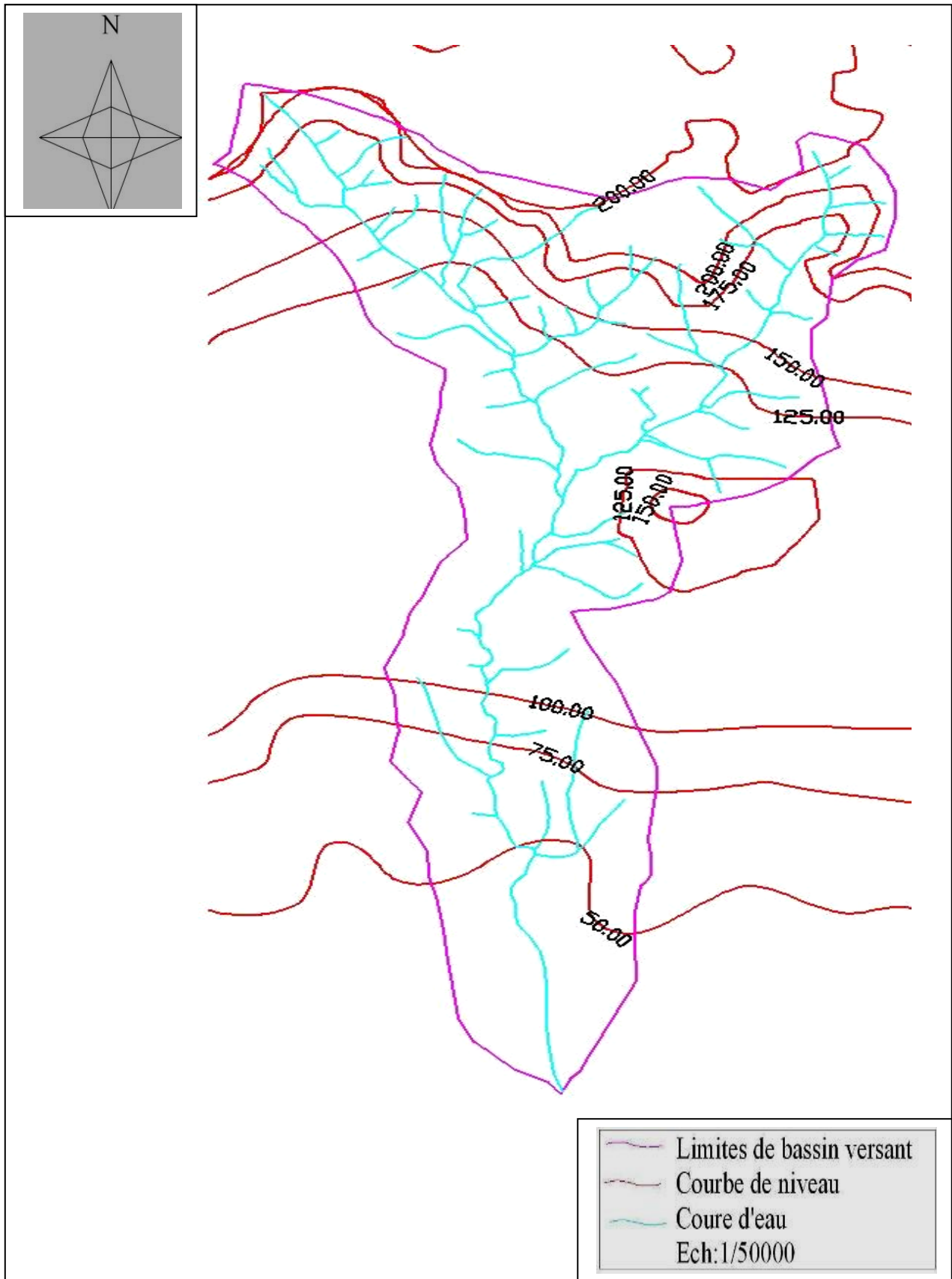


Fig. III.1 Présentation du bassin de Bassin de Rebaïd

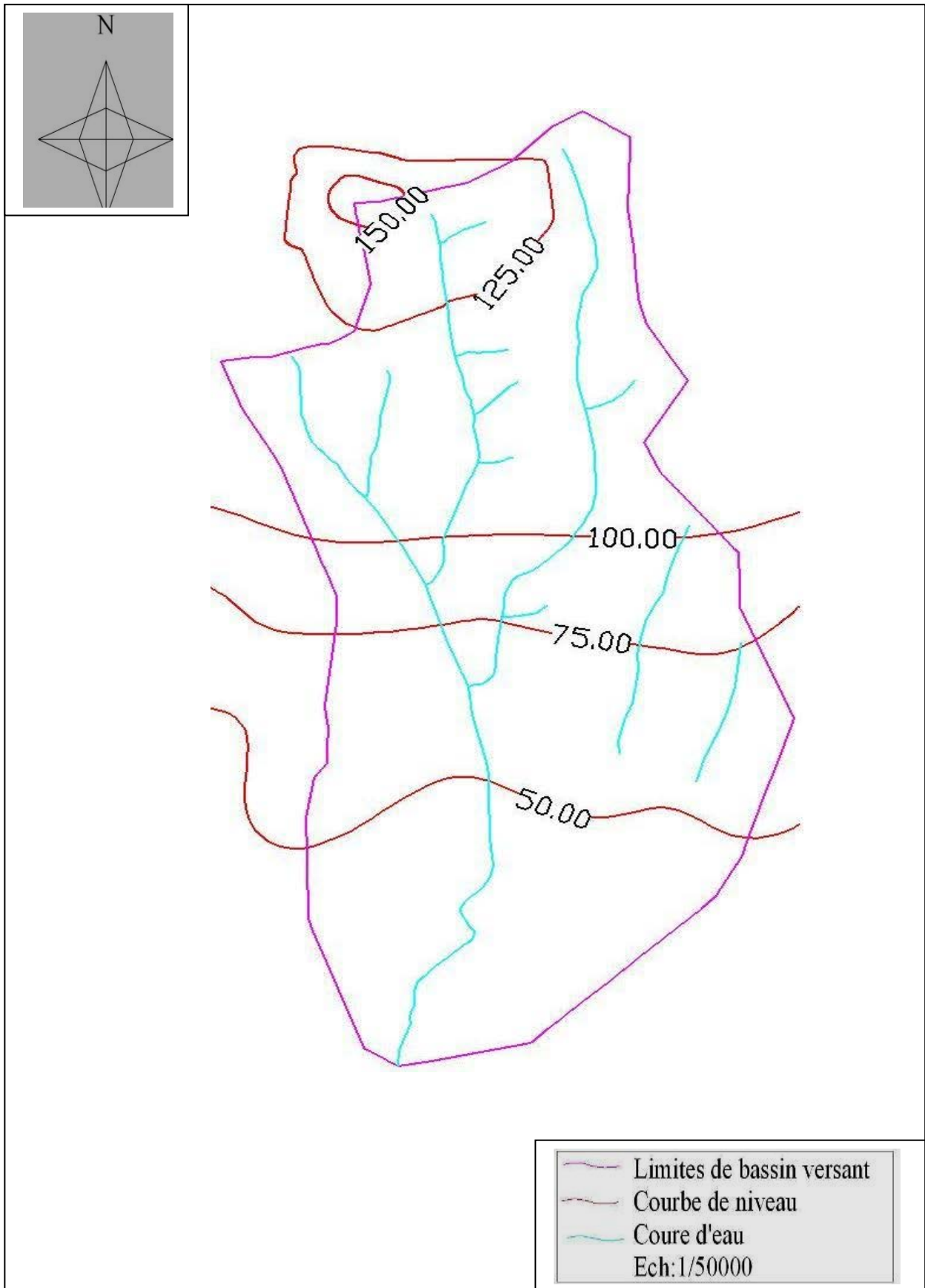
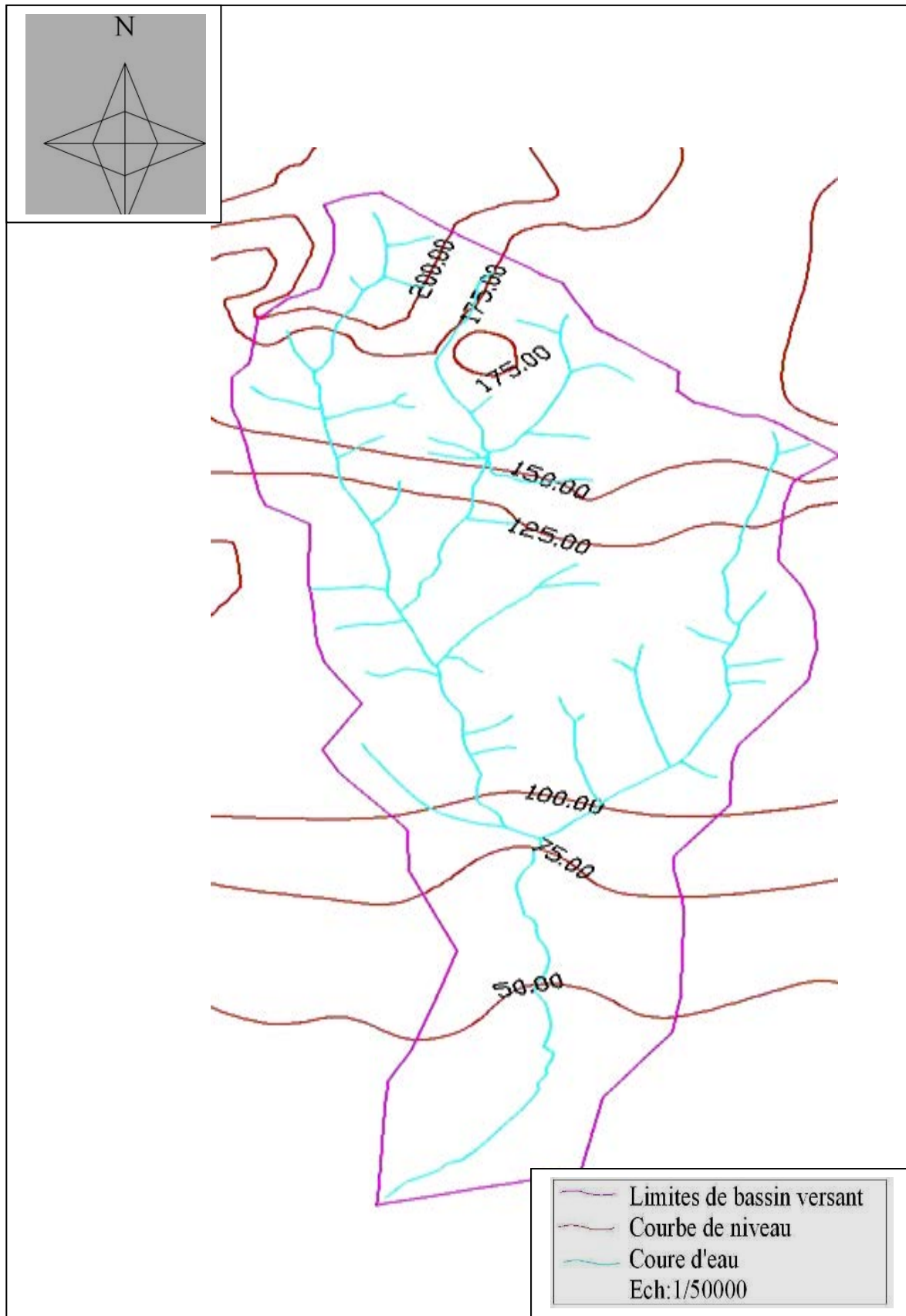


Fig. III.2 Présentation du bassin de Ben Darna





**Fig. III.3** Présentation du bassin de Guerouanah

### III.1.2 CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

#### III.1.2.1 Caractéristiques géométriques

Les différents paramètres sont calculés à partir une cartes topographique 1/50000

##### - La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitations ou infiltration.) (Touaïbia ,2004). Elle est déterminée par planimétrie ou par logiciel COVADIS sur carte topographique.

##### -le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin (Touaïbia ,2004). Il est mesuré par le curvimètre ou par logiciel COVADIS sur la carte topographique.

##### -La forme

La forme est un élément essentiel du bassin versant, on distingue :

- Bassin versant de forme allongée
- Bassin versant de forme ramassée

#### III.1.2.2 Caractéristique de forme

##### - Indice de compacité de Gravelius $K_c$

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin  $P$  et la circonférence du cercle  $P'$  de rayon  $R$  ayant la même superficie  $S$  que le bassin (Touaïbia ,2004).

$$k_c = \frac{p}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi} P}{2\pi \sqrt{S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Selon les résultats .Les trois bassins sont ramassés ce qui implique que l'écoulement est rapide.

##### -Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions  $L$  et  $l$  ayant la même surface que le bassin versant (Touaïbia ,2004).

$$P = 2(L+l) \quad \text{et} \quad S = L \times l \quad (\text{III.2})$$

$$L = l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left[ \frac{1.128}{K_c} \right]^2} \right] \quad (\text{III.3})$$

Avec :

S : surfaces des bassins versant [Km<sup>2</sup>] ;

P : périmètres des bassins versant [Km] ;

Kc: Indice de compacité de Gravelius ;

L : La longueur du rectangle équivalent [Km] ;

l : La largeur du rectangle équivalent [Km].

Les rectangles équivalents sont représentés dans les figures suivantes :

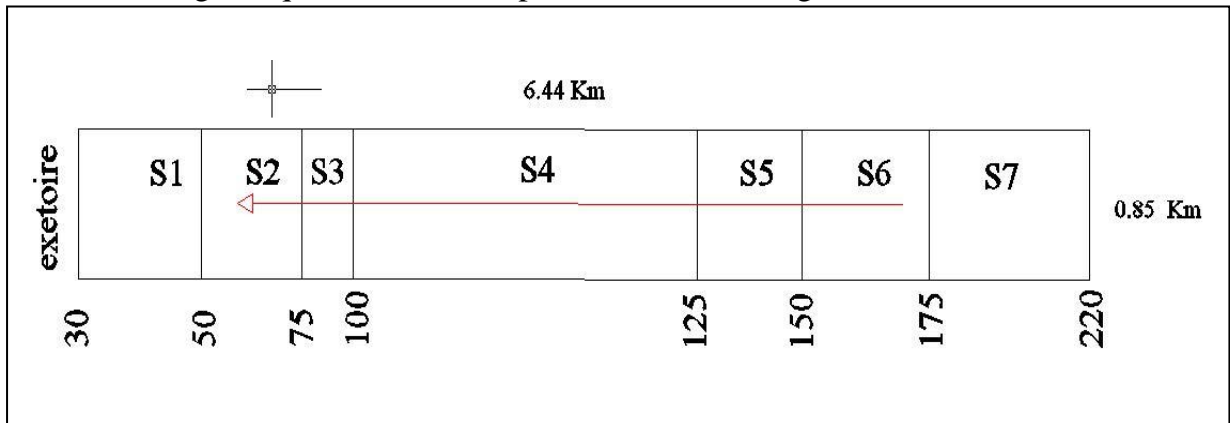


Figure .III.4 Rectangle équivalent du bassin de Rebaïd

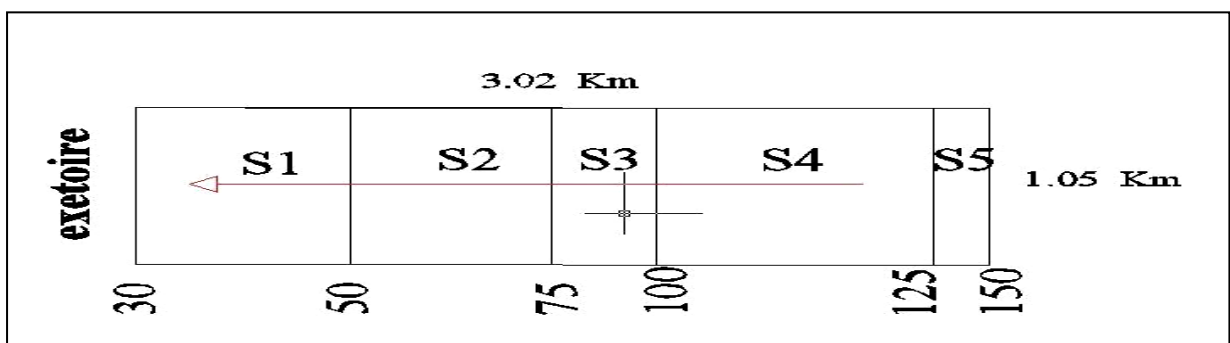


Figure .III.5 Rectangle équivalent du bassin de Ben Darna

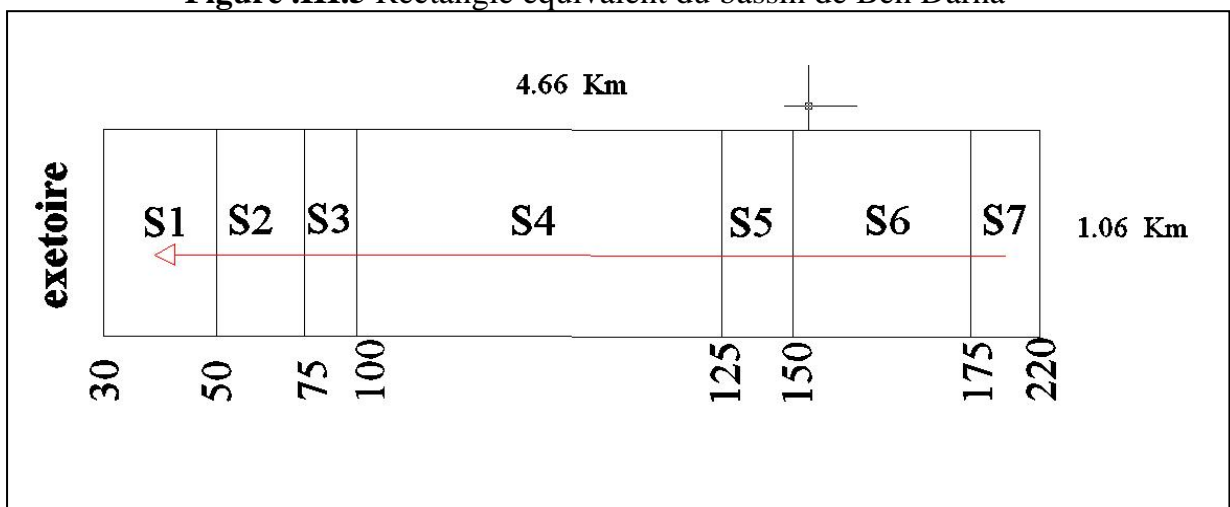


Figure. III.6 Rectangle équivalent du bassin de Guerouanah

### III.1.2.3 Relief

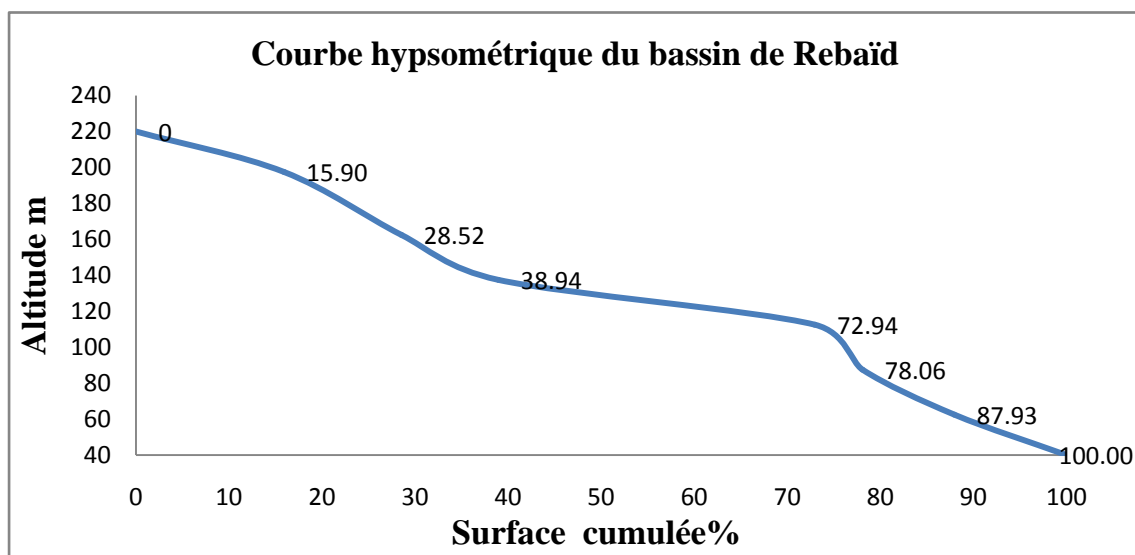
#### -Courbe hypsométrique

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant .sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en % (Touaibia, 2004).

Les surfaces partielles par tranche d'altitude et les courbes hypsométrique sont représentées dans les tableaux et les figures suivantes :

**Tableau. III.1** Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du B1

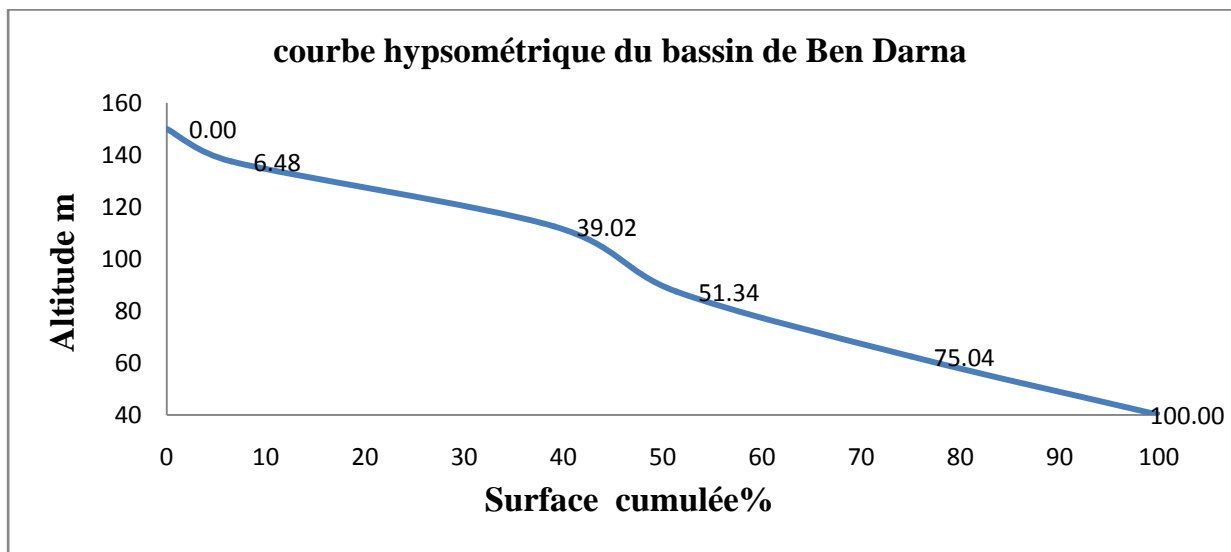
Altitude	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
m	Km <sup>2</sup>	%	%
175-220	0,87	15,90	15,90
150-175	0,69	12,61	28,52
125-150	0,57	10,42	38,94
100-125	1,86	34,00	72,94
75-100	0,28	5,12	78,06
50-75	0,54	9,87	87,93
30-50	0,66	12,07	100,00



**Figure .III.7** La courbe hypsométrique du bassin 01

**Tableau. III.2** Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du B2

Altitude	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
m	Km <sup>2</sup>	%	%
125-150	0,21	6,48	6,48
100-125	1,03	32,54	39,02
75-100	0,39	12,32	51,34
50-75	0,75	23,70	75,04
30-50	0,79	24,96	100,00



**Figure. III.8** La courbe hypsométrique du bassin 02

**Tableau. III.3** Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du B3

Altitude	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
m	Km <sup>2</sup>	%	%
175-220	0,36	7,20	7,20
150-175	0,94	19,07	26,27
125-150	0,37	7,42	33,69
100-125	1,93	39,07	72,76
75-100	0,28	5,74	78,50
50-75	0,47	9,53	88,03
30-50	0,59	11,97	100,00

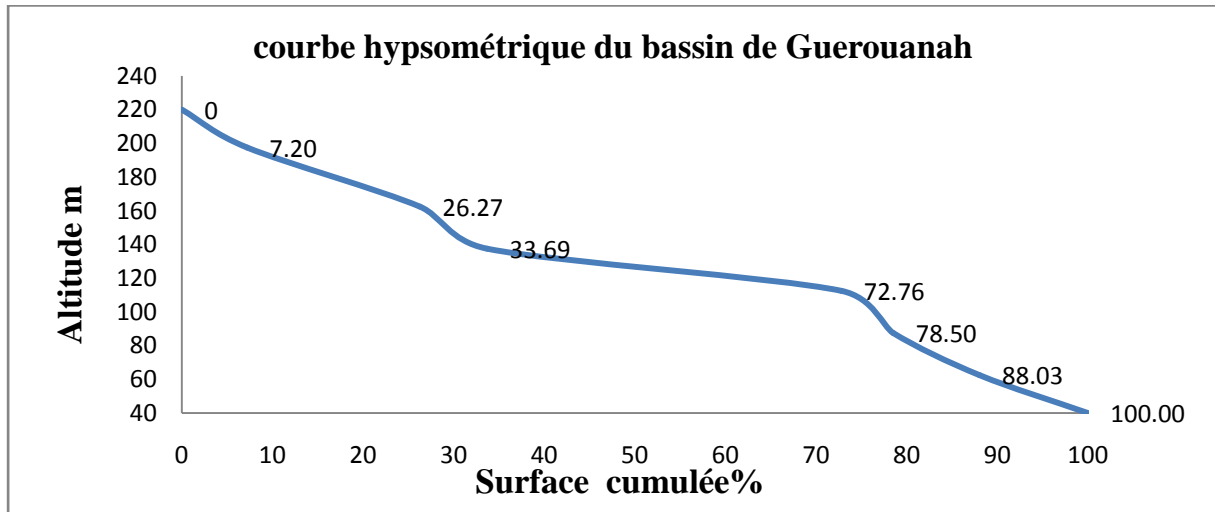


Figure. III.9 La courbe hypsométrique du bassin 03

**-Altitude médiane H50% et l'altitude moyenne H<sub>moy</sub>**

Sur la courbe hypsométrique, l'altitude médiane au H50% est déterminée. L'altitude moyenne H<sub>moy</sub> est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \quad \text{Avec} \quad H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \quad \text{(III.4)}$$

H<sub>i</sub> : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives (n+1) et (n).

S<sub>i</sub> : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n).

S : Surface totale du bassin versant.

**-Indice de pente globale I<sub>g</sub>**

Il est donné par la formule :

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

D : Dénivelée entre H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub> (m)

L : La longueur du rectangle équivalent (m)

Selon les résultats. Les reliefs de nos bassins versants sont assez forts.

**-Pente moyenne du bassin versant I<sub>m</sub>**

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m)

l<sub>i</sub> : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,..., n (m)

### III.1.3 LE RESEAU D'ECOULEMENT

#### III.1.3.1 Densité de drainage Dd

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs ( $L_i$ ) du bassin versant, à la surface totale ( $S$ ). Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en  $\text{Km}/\text{Km}^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.7})$$

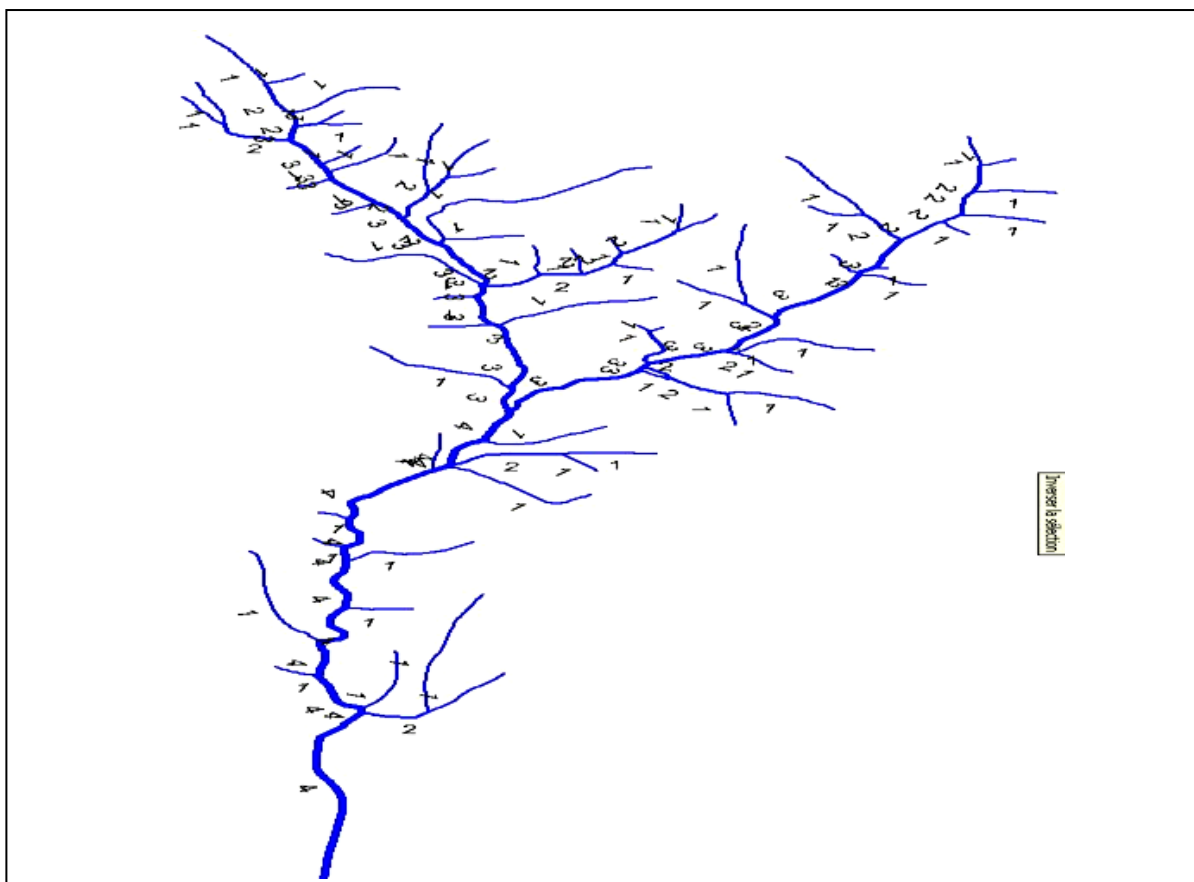
Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre  $i$  (Km)

$S$  : Surface du bassin en  $\text{Km}^2$  (Touaïbia ,2004).

Pour classer les cours d'eau on utilise la méthode de Schum, qui dit «Est d'ordre  $x+1$ , tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre  $x$  »

La figure III.10 représente la classification de schumm du bassin versant de Rebaïd à l'aide de logiciel de MAPINFO.



**Figure .III.10** Classification de Schumm du bassin versant de rebaïd

### III.1.3.2 Temps de concentration du bassin versant $t_c$ :

Nous utilisons la loi de SCS parce que nous avons des petits bassins versants

$$t_c = 0.00526 \frac{L^{0.8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.8}) \text{ (MCCUEN, 2004).}$$

S : pente moyenne du bassin, % ;

CN : paramètre de ruissellement SCS (curve number) ;

L : longueur de parcours, m (pi).

#### -Calcul de CN pour les trois bassins versant :

Comme elle est mentionnée dans le chapitre 01, CN est en fonction de quatre paramètres :

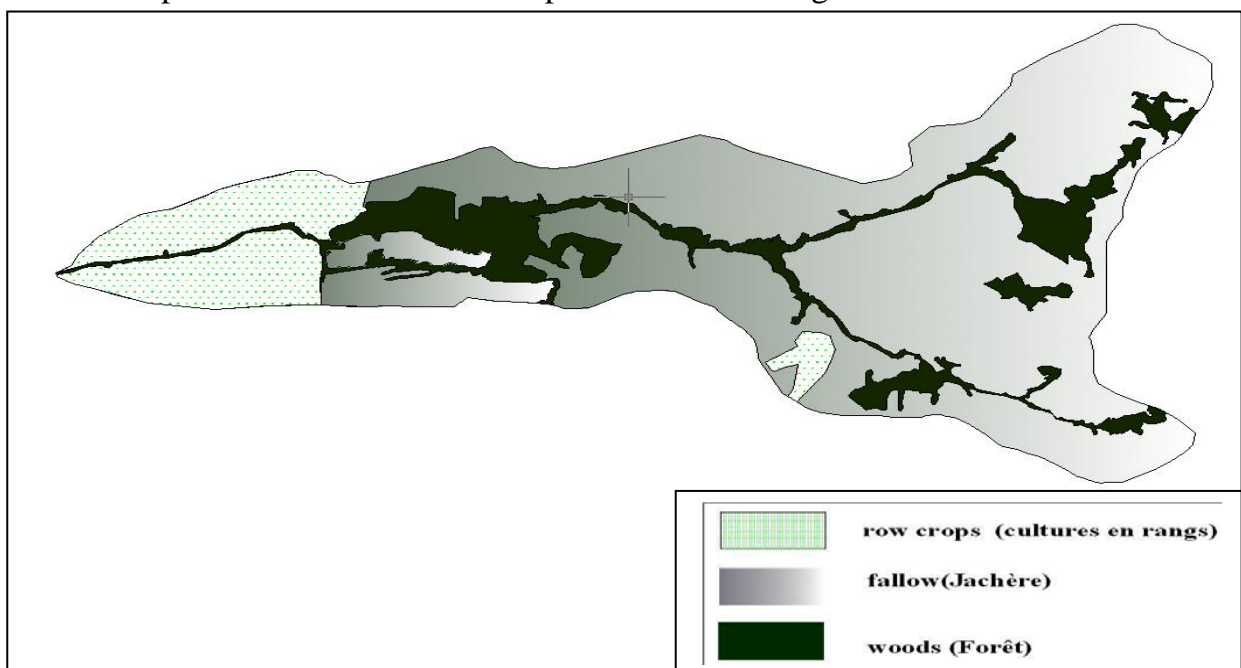
- L'utilisation des terres ;
- Traitement ou pratique ;
- conditions hydrologiques ;
- groupe hydrologique de sols.

**NB** : on considère que le sol pour les trois bassins versants est relativement humide (condition AMC II). Donc on utilise les valeurs de CN fournies dans la table I.6 chap1.

- **Bassin de Rebaïd**

- 1- L'utilisation des terres

La répartition de la surface est représentée dans la figure et le tableau suivant :



**Figure .III.11** L'utilisation des terres du bassin de Rebaïd



**Tableau. III.4** L'utilisation des terres du bassin de Rebaïd

	Surface (km <sup>2</sup> )	Surface (%)
falw	3.710848	67.84
woods	0.846756	15.48
row crops	0.912396	16.68

2- Traitement ou pratique : straight row (rangées droites) ;

3- conditions hydrologiques : poor (pauvres) ;

4- groupe hydrologique de sols B : terre sablonneuse.

**Tableau. III.5** Valeur pondérée de CNII du bassin de Rebaïd

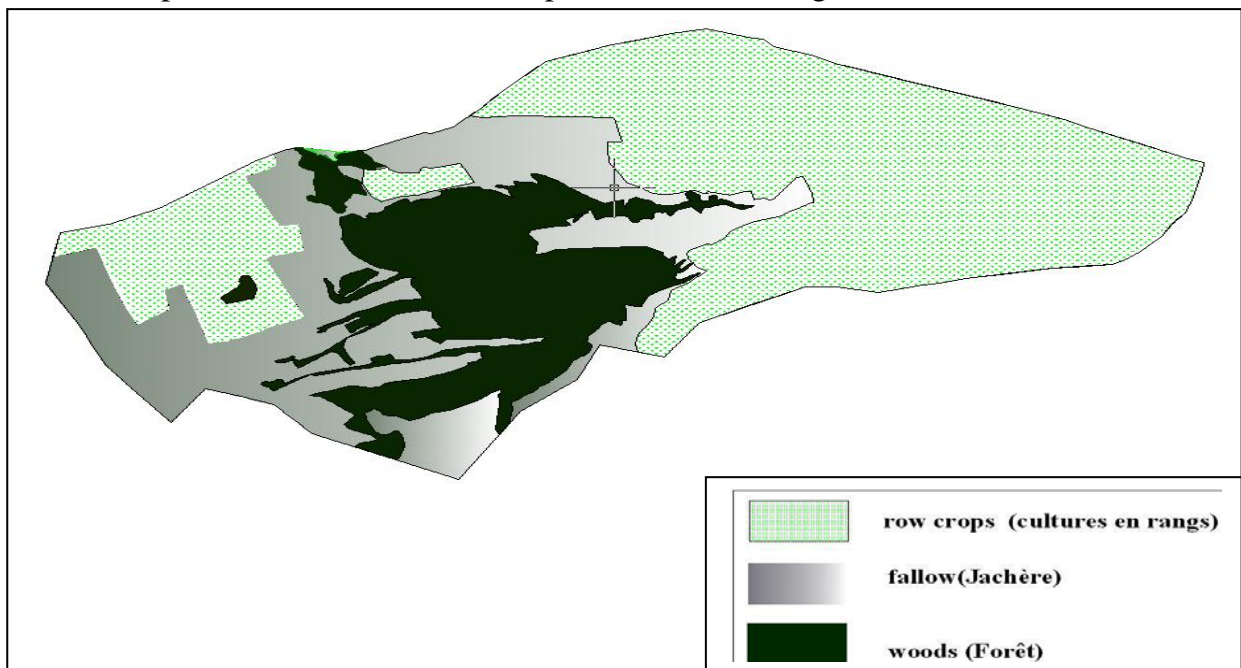
Occupation du sol	Valeur du CN
falw	86
woods	66
row crops	81

$$CNII = 0.6784 \times 86 + 0.1548 \times 66 + 0.1668 \times 81 = \mathbf{82.07}$$

- **Bassin de Ben Darna**

1- L'utilisation des terres :

La répartition de la surface est représentée dans la figure et le tableau suivant :



**Figure .III.12** L'utilisation des terres du bassin de Ben Darna

**Tableau. III.6 L'utilisation des terres du bassin de Ben Darna**

	Surface (km <sup>2</sup> )	Surface (%)
falw	0.91	28.80
woods	0.63	19.83
row crops	1.63	51.37

2- Traitement ou pratique : straight row (rangées droites) ;

3- conditions hydrologiques : fair (équitable) ;

4- groupe hydrologique de sols B : terre sablonneuse.

**Tableau. III.7 Valeur pondérée de CNII du bassin de Ben Darna**

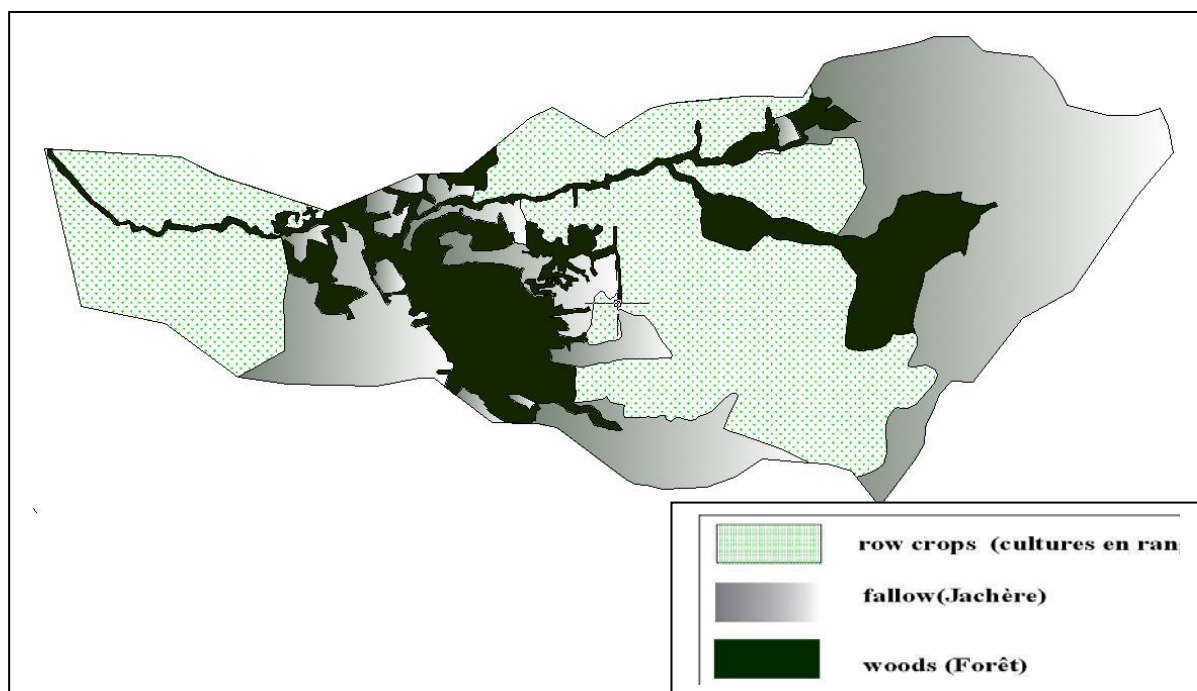
Occupation du sol	valeur du CN
falw	86
woods	60
row crops	78

$$CN_{II} = 0.288 \times 86 + 0.1983 \times 60 + 0.5137 \times 78 = \mathbf{76.73}$$

- **Bassin de Guerouanah**

1- L'utilisation des terres :

La répartition de la surface est représentée dans dans la figure et le tableau suivant :



**Figure .III.13 L'utilisation des terres du bassin de Guerouanah**

**Tableau. III.8** L'utilisation des terres du bassin de Guerouanah

	Surface(km <sup>2</sup> )	Surface (%)
falw	1.95	39.54
woods	0.88	17.92
row crops	2.10	42.54

2- Traitement ou pratique : straight row (rangées droites) ;

3- conditions hydrologiques : fair (équitable) ;

4- groupe hydrologique de sols B : terre sablonneuse.

**Tableau. III.9** Valeur pondérée de CNII du bassin de Guerouanah

Occupation du sol	Valeur du CN
falw	86
woods	60
row crops	78

$$CN_{II} = 0.3954 \times 86 + 0.1792 \times 60 + 0.4254 \times 78 = \mathbf{77.94}$$

Les valeurs du temps de concentration sont :

- **bassin01**

L = 5948.10 m; S = 3.37%; CN= 82.07; tc =175 min.

- **bassin02**

L = 3465.18 m; S = 2.35%; CN= 76.73; tc =160 min.

- **bassin03**

L = 5193 m; S = 3.84%; CN= 77.94; tc =167 min.

Les caractéristiques hydromorphométriques pour les trois bassins versants sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. III.10 Les caractéristiques hydromorphométriques des trois bassins versants

Caractéristiques		VALEUR		
		Bassin de Rebaïd	Bassin de Ben Darna	Bassin de Guerouanah
Surface	Km <sup>2</sup>	5.47	3.165	4.93
Périmètre	Km	14.60	8.17	11.48
Longueur	Km	6.40	3.02	4.65
Largeur	Km	0.85	1.05	1.06
Altitude maximale	m	220	150	220
Altitude moyenne	m	119.97	81.09	115.13
Altitude médiane	m	128	89	126
Altitude minimale	m	30	30	30
Altitude 5%	m	214	139	204
Altitude 95%	m	48	45	48
Indice de compacité	/	1.75	1.29	1.45
Indice de pente globale	m/Km	0.026	0.031	0.033
Pente moyenne du bassin versant	%	3.37	2.35	3.84
Longueur du cours d'eau principal	Km	5.95	3.47	5.19
Densité de drainage	Km/Km <sup>2</sup>	4.59	2.35	3.70
Temps de concentration	h	2.92	2.67	2.78

## III.2 CONSTRUCTION DU RESEAU D'ISOCHRONES

### III.2.1 la vitesse de transfert

Définit comme étant le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration des eaux. Elle est exprimée en général en Km/h.

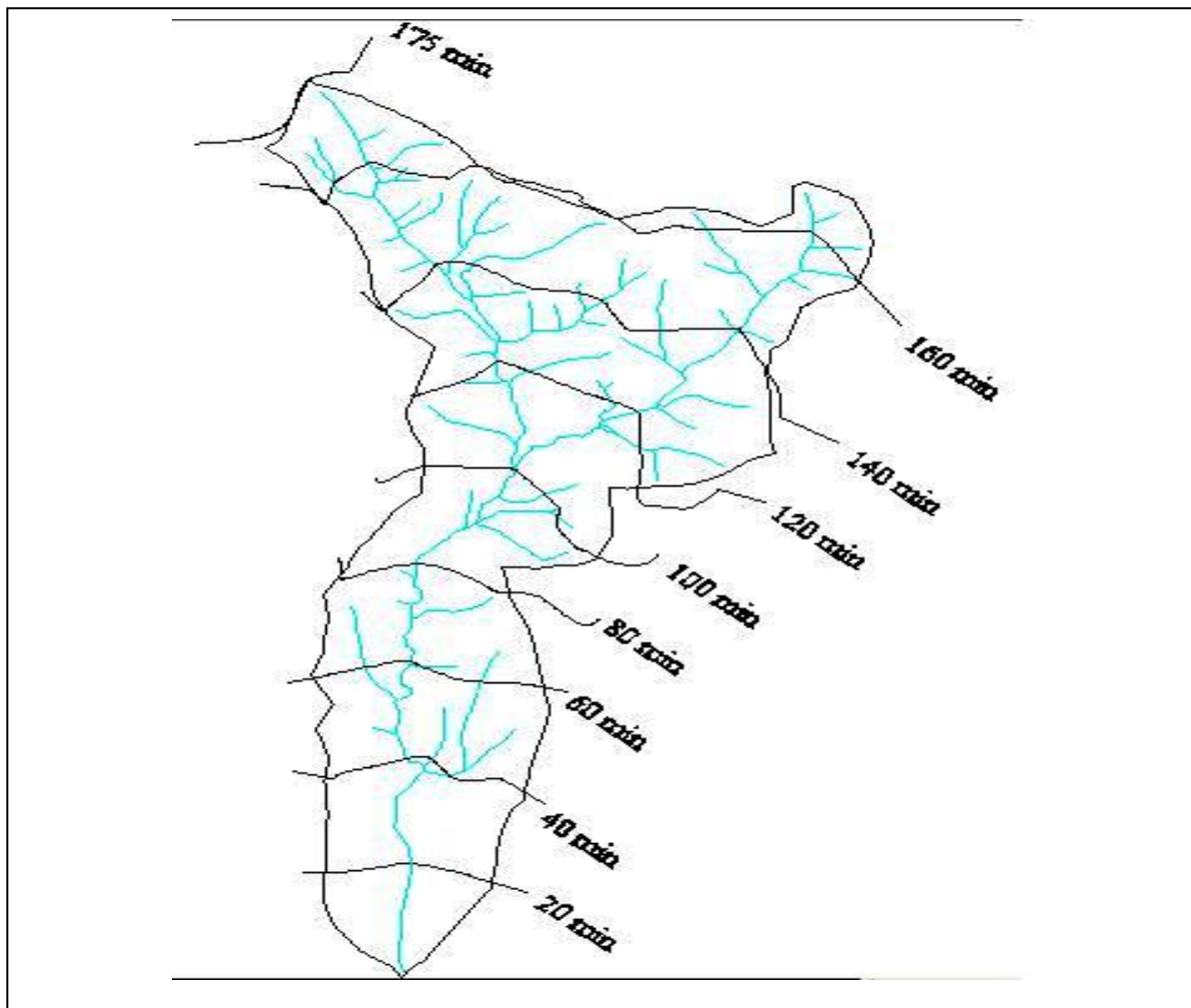
$$V_t = \frac{L_c}{t_c} \quad (\text{III.9})$$

Les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau. III.11** Les vitesses de transfert

Bassin	Bassin de Rebaïd	Bassin de Ben Darna	Bassin de Guerouanah
$V_t$ (Km/h)	2.04	1.30	1.86

Le tracé du réseau d'isochrones pour les trois bassins versants est représenté dans les figures suivantes :



**Figure .III.14** Le tracé du réseau d'isochrones du bassin de Rebaïd

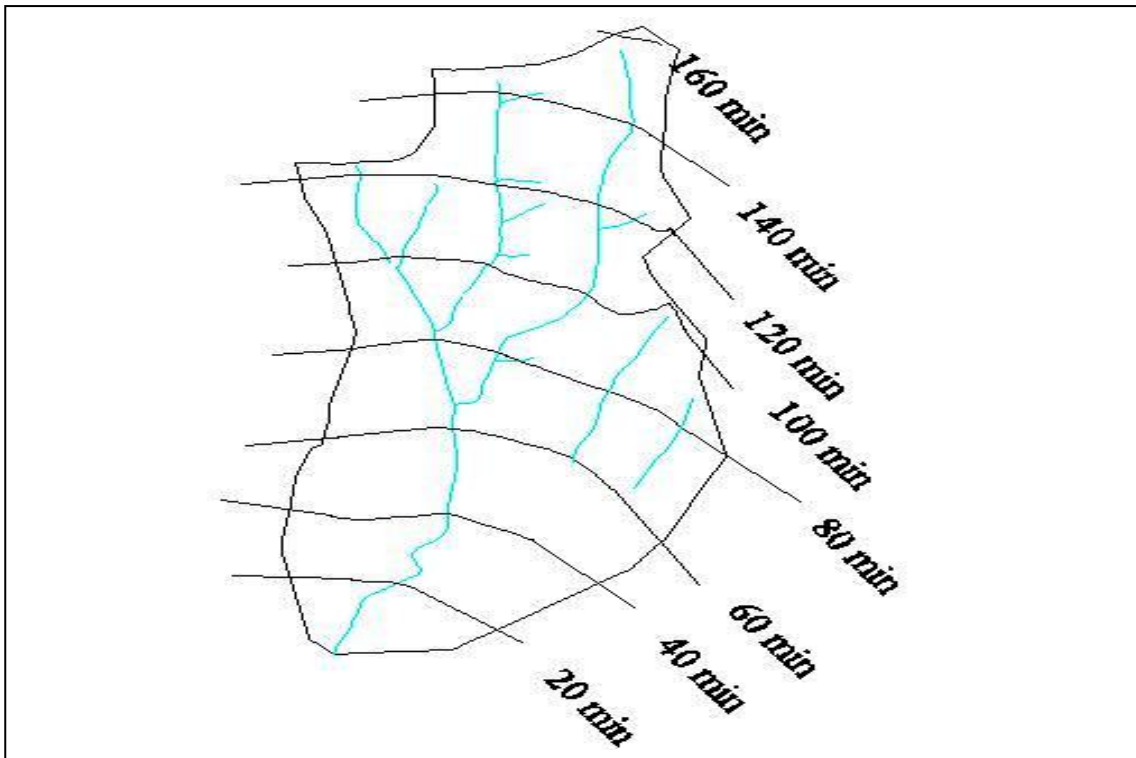


Figure .III.15 Le tracé du réseau d'isochrones du bassin de Ben Darna

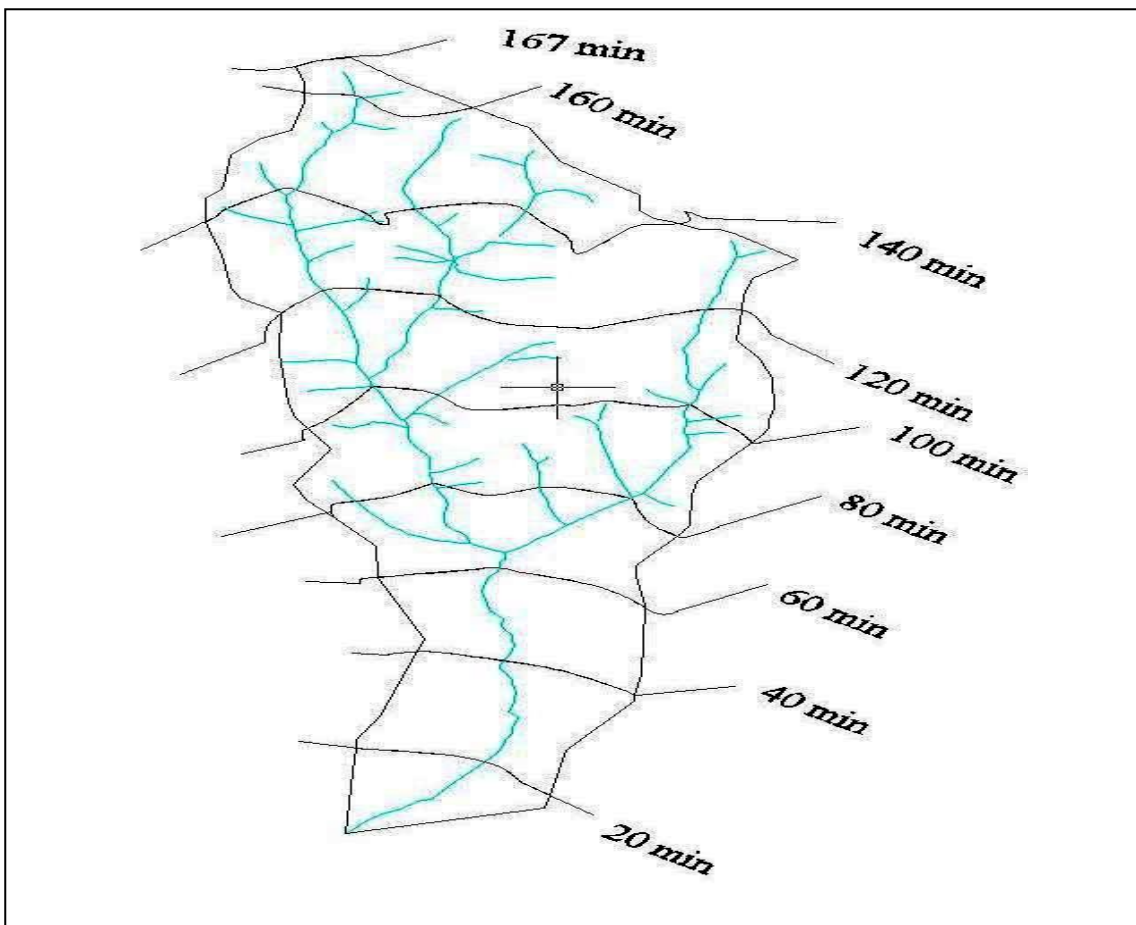


Figure .III.16 Le tracé du réseau d'isochrones du bassin de Guerouanah

### III.2.2 les surfaces débitantes

Les surfaces débitantes  $S_i$  en ( $\text{Km}^2$ ) sont déterminées par planimétrie ou par logiciel COVADIS. Les résultats des trois bassins versants sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau. III.12** Les surfaces débitantes du bassin de Rebaïd ( $\text{Km}^2$ )

$S_i$	$S1$	$S2$	$S3$	$S4$	$S5$	$S6$	$S7$	$S8$	$S9$	$S_{max}$ débit
20	0.292	0.446	0.527	0.492	0.435	0.599	1.004	1.207	0.468	0.292
40		0.738	0.973	1.019	0.927	1.034	1.603	2.211	1.675	0.738
60			1.265	1.465	1.454	1.526	2.038	2.810	2.679	1.265
80				1.757	1.900	2.053	2.530	3.245	3.278	1.757
100					2.192	2.499	3.057	3.737	3.713	2.192
120						2.791	3.503	4.264	4.205	2.791
140							3.795	4.710	4.732	3.795
160								5.002	5.178	5.002
175									5.470	5.470

**Tableau. III.13** Les surfaces débitantes du bassin de Ben Darna ( $\text{Km}^2$ )

$S_i$	$S1$	$S2$	$S3$	$S4$	$S5$	$S6$	$S7$	$S8$	$S_{max}$ débit
20	0.178	0.347	0.494	0.544	0.515	0.490	0.388	0.209	0.178
40		0.525	0.841	1.038	1.059	1.005	0.878	0.597	0.525
60			1.019	1.385	1.553	1.549	1.393	1.087	1.019
80				1.563	1.900	2.043	1.937	1.602	1.563
100					2.078	2.390	2.431	2.146	2.078
120						2.568	2.778	2.640	2.568
140							2.956	2.987	2.956
160								3.165	3.165

**Tableau. III.14** Les surfaces débitantes du bassin de Guerouanah (Km<sup>2</sup>)

<i>Si</i>	<i>S1</i>	<i>S2</i>	<i>S3</i>	<i>S4</i>	<i>S5</i>	<i>S6</i>	<i>S7</i>	<i>S8</i>	<i>S9</i>	<i>Smax</i> <i>débit</i>
20	0.227	0.427	0.41	0.48	0.751	0.899	0.973	0.67	0.093	0.227
40		0.654	0.837	0.89	1.231	1.65	1.872	1.643	0.763	0.654
60			1.064	1.317	1.641	2.13	2.623	2.542	1.736	1.064
80				1.544	2.068	2.54	3.103	3.293	2.635	1.544
100					2.295	2.967	3.513	3.773	3.386	2.295
120						3.194	3.94	4.183	3.866	3.194
140							4.167	4.61	4.276	4.167
160								4.837	4.703	4.837
167									4.93	4.93

**NB :** On ne peut pas utiliser les courbe H-D-F pour déterminer la valeur de pluie puisqu' le temps de concentration pour les trois bassins est inférieur à un jour.

### III.3 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Avant d'évaluation les précipitations sur les bassins versants nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de la station pluviométrique de d'Oued El Alleug.

La station d'Oued El Alleug est parmi les stations de Mitidja Centre qu'est munie d'un pluviomètre non enregistreur ; elle est représentée dans le tableau Suivant :

**Tableau. III.15** La représentation de la station d'Oued El Alleug

Code de La station	Nom de La station	Coordonnées Lambert		Altitude (m)	Période de fonctionnement
		X (Km)	Y (Km)		
021210	Oued El Alleug	508.5	361.75	55	1980-2006



**III.3.1 Pluies maximales journalières**

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger la plaine.

La série de données des précipitations maximales journalières, Voire l'annexe II.

**III. 3.2 L’ajustement des Pluies maximales journalières**

L’étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcule de la fréquence expérimentale.
- Calcule des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calcule le quantile et son intervalle de confiance.

**Tableau.III.16 Caractéristiques de la série avec N=42ans :**

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} X_i$	2327.73
La moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} X_i}{n}$	51.73
L'écart type « $\sigma_x$ » ; Pour n >30 ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=42} (X_i - \bar{X})^2}{n}} \right]$	21.95
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.42
L'exposant climatique	b=0.39	

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région (b = 0.39) est donné par l'ARNH de BLIDA.

ARNH : agence nationale des ressources hydriques.

### III.3.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (R. BOURIER, 1991).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**

2)-la loi de **GALTON (log-normale)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "**Hyfran**". On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas par les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), à l'aide de logiciel **Hyfran**, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

#### III.3.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.10})$$

Tel que :  $y = a(x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : paramètre de position

On peut écrire :  $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3...n.

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

$$(F) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.11})$$

m : rang de précipitation

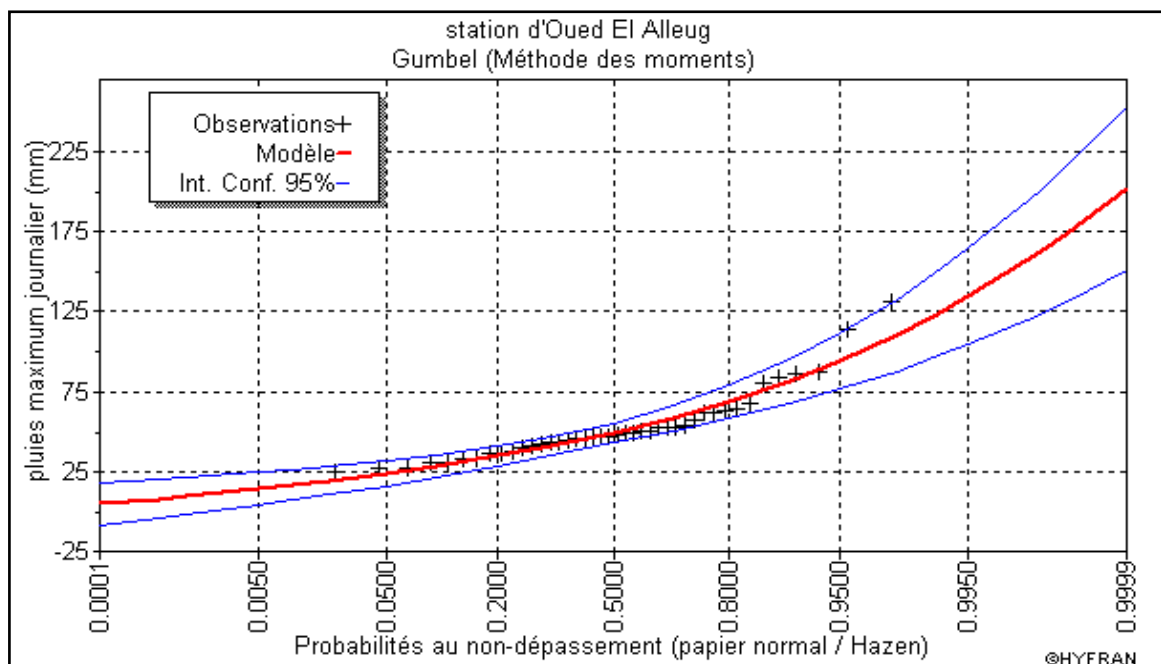
n : nombre d'observations(42)

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

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL (voir la Figure III.16).



**Figure III.17** Ajustement a la loi GUMBEL

### Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 42

u : 42.87

Alpha : 17.26

### Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

Tableau .III.17 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Valeur théo.	Intervalle de confiance a 95%
5	0.8	68.77	60.34-83.33
10	0.9	81.72	70.70-101.77
<b>50</b>	<b>0.98</b>	<b>110.23</b>	<b>92.86-143.02</b>

**Test d'adéquation**

Gumbel (Méthode des moments)

**Hypothèses**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats :

Résultats de la statistique :  $X^2 = 7.90$

p- value P = 0.1616

Degrés de liberté : 5

Nombre des classes : 7 Représentation graphique

**Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

**III.3.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul Représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}x^2} du \quad (\text{III.12})$$

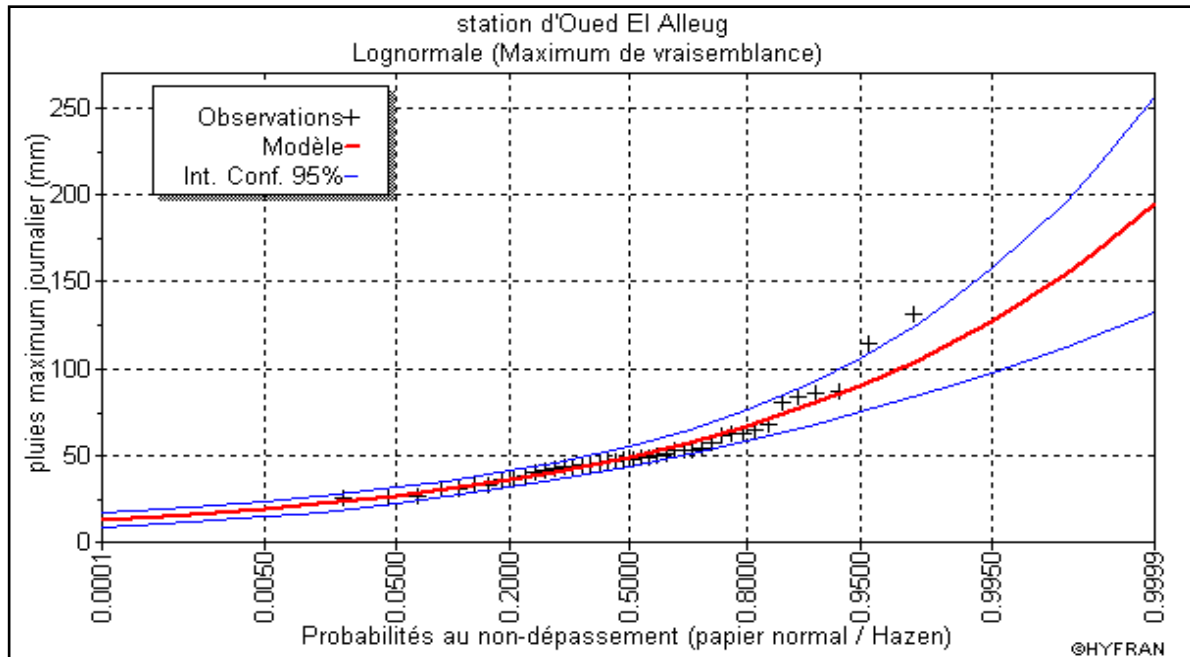
Ou :  $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS)

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

$\text{Log } X (p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u (p\%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{41} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{III.13})$$

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier normal (voir la figure Figure III.17)



**Figure III.18** Ajustement a la loi GALTON

**Galton (Log -Normal)**

Nombre d'observations : 42

Paramètres estimés :

Mu : 3.89627

Sigma : 0.369383

**Quantiles**

$q = F(X)$  (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1-q)$

**Tableau .III.18** résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Valeur théo.	Intervalle de confiance a 95%
5.0	0.8000	67.2	59.49-78.12
10	0.9	79.02	69.02-94.68
50	0.98	105.12	88.67-134.01

**Test d'adéquation**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi- Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi- Log normale

**Résultats**

Value statistique T = 1.83

P-Value : P < 0.999, Représentation graphique

**Commentaire**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

**Conclusion**

Après l'utilisation des deux lois Gumbel et Log normal, on constate que la droite d'ajustement est ajustée par rapport aux nuages de points expérimentaux dans le cas de la loi Gumbel donc on prend les résultats de cette loi.

**III.3.4 Pluies de courte durée**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule.

$$P_{\text{maxtc}, p\%} = P_{\text{max j}, p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.14})$$

**Avec :**

**t :** durée de l'averse ;

**b :** l'exposant climatique **b = 0.39** selon les études régionales de l'ANRH.

Les pluies de durée t (h) et période de retour T =50(ans).

**III.3.5 La pluie et l'intensité efficace**

Pour calculer le débit maximum, il faut connaître l'intensité efficace.

D'abord on calcule la pluie efficace ( $P_{\text{eff}}$ ) par la méthode de SCS c.-à-d : l'évaluation des pertes ou Bienne le déficit par infiltration à la suite d'une averse.

On a la loi de SCS suivant :

$$P_n = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad \text{Avec : } S = \frac{25400}{\text{CN}} - 254 \quad (\text{III.14})$$

**P:** la hauteur brute de l'averse en mm;

**P<sub>n</sub>**: la hauteur nette de l'averse en mm;

**S** : la rétention potentielle maximale sur le bassin après le début du ruissellement en mm.

Le paramètre de ruissellement (**CN**) est déjà calculé.

-Les intensités maximales de durée t (h) et période de retour T =50(ans) sont calculées par la relation

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.15})$$

**Avec :**

$I_t$  : L'intensité maximale de période t (mm/h).

Les valeurs des pluies nettes, intensités efficaces et les débits maximum probables pour les trois bassins sont donnée dans les tableaux suivants :

**Tableau .III.19** débit maximum probable Q<sub>max</sub>% du bassin de Rebaïd

S <sub>max</sub> débitante Km <sup>2</sup>	Durée averse T(h)	Pluie nette P <sub>net</sub> mm	Rétention Potentielle S mm	Pluie efficace mm	Int. Efficace mm/h	Q <sub>max</sub> I <sub>eff</sub> .S/3.6 m3/s
0.29	0.33	20.79	55.49	1.44	4.33	0.35
0.74	0.67	27.25	55.49	3.64	5.46	1.12
1.27	1.00	31.92	55.49	5.68	5.68	2.00
1.76	1.33	35.71	55.49	7.56	5.67	2.77
2.19	1.67	38.95	55.49	9.31	5.59	3.40
2.79	2.00	41.82	55.49	10.95	5.47	4.24
3.80	2.33	44.41	55.49	12.50	5.36	5.65
5.00	2.67	46.79	55.49	13.97	5.24	7.28
5.47	2.92	48.45	55.49	15.03	5.15	7.83

**Tableau .III.20** débit maximum probable  $Q_{max}p\%$  du bassin de Ben Darna

$S_{max}$ débitante Km <sup>2</sup>	Durée averse T(h)	Pluie nette $P_{net}$ mm	Rétention Potentielle S mm	Pluie efficace mm	Int. Efficace mm/h	$Q_{max}$ $I_{eff} .S/3.6$ m <sup>3</sup> /s
0.18	0.33	20.79	77.03	0.35	1.06	0.05
0.53	0.67	27.25	77.03	1.58	2.37	0.35
1.02	1.00	31.92	77.03	2.91	2.91	0.82
1.56	1.33	35.71	77.03	4.23	3.18	1.38
2.08	1.67	38.95	77.03	5.51	3.31	1.91
2.57	2.00	41.82	77.03	6.75	3.37	2.41
2.96	2.33	44.41	77.03	7.94	3.40	2.79
3.17	2.67	46.79	77.03	9.08	3.41	3.00

**Tableau .III.21** débit maximum probable  $Q_{max}p\%$  du bassin de Guerouanah

$S_{max}$ débitante Km <sup>2</sup>	Durée averse T(h)	Pluie nette $P_{net}$ mm	Rétention Potentielle S mm	Pluie efficace mm	Int. Efficace mm/h	$Q_{max}$ $I_{eff} .S/3.6$ m <sup>3</sup> /s
0.23	0.33	20.79	71.89	0.53	1.58	0.10
0.65	0.67	27.25	71.89	1.95	2.93	0.53
1.06	1.00	31.92	71.89	3.44	3.44	1.02
1.54	1.33	35.71	71.89	4.88	3.66	1.57
2.30	1.67	38.95	71.89	6.26	3.76	2.39
3.19	2.00	41.82	71.89	7.58	3.79	3.36
4.17	2.33	44.41	71.89	8.85	3.79	4.39
4.84	2.67	46.79	71.89	10.07	3.78	5.07
4.93	2.78	47.58	71.89	10.49	3.77	5.16

### III.4 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique

Les ordonnées de l'hydrogramme de crue probable pour les trois bassins versants sont calculées et représentés dans les tableaux et les figures suivantes :



Tableau .III.22 ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin de Rebaïd

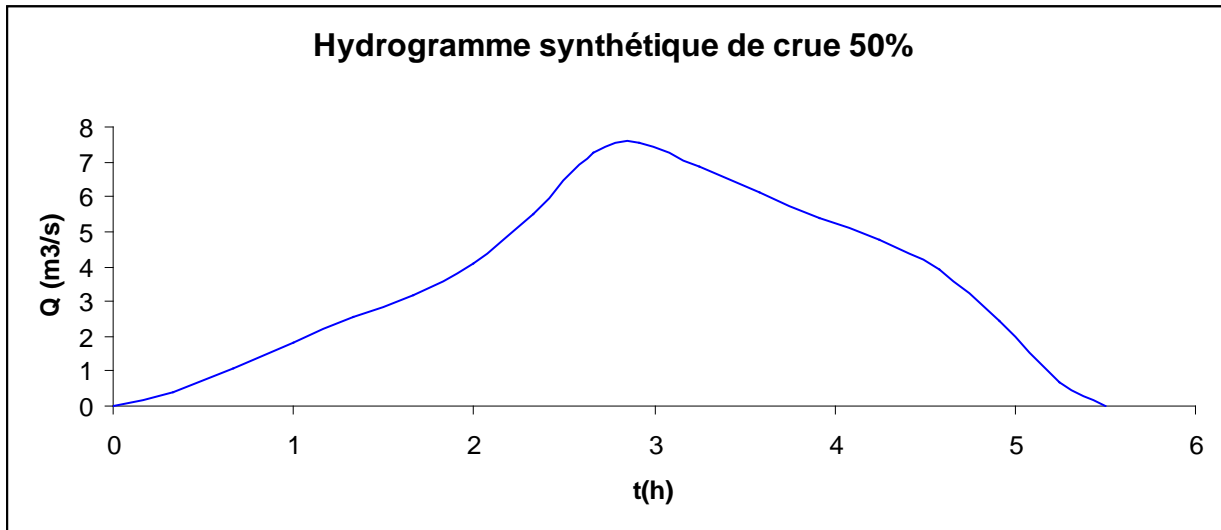
Durée de la crue (h)	$\Sigma S_i$ ( Km <sup>2</sup> )	Q <sub>max,i</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0.33	0.29	0.43
0.67	0.74	1.07
1.00	1.27	1.84
1.33	1.76	2.56
1.67	2.19	3.19
2.00	2.79	4.06
2.33	3.80	5.52
2.67	5.00	7.28
2.92	5.18	7.54
3.25	4.73	6.89
3.58	4.21	6.12
3.92	3.71	5.40
4.25	3.28	4.77
4.58	2.68	3.90
4.92	1.68	2.44
5.25	0.47	0.68
5.50	0.00	0.00

**Tableau .III.23** ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin de Ben Darna

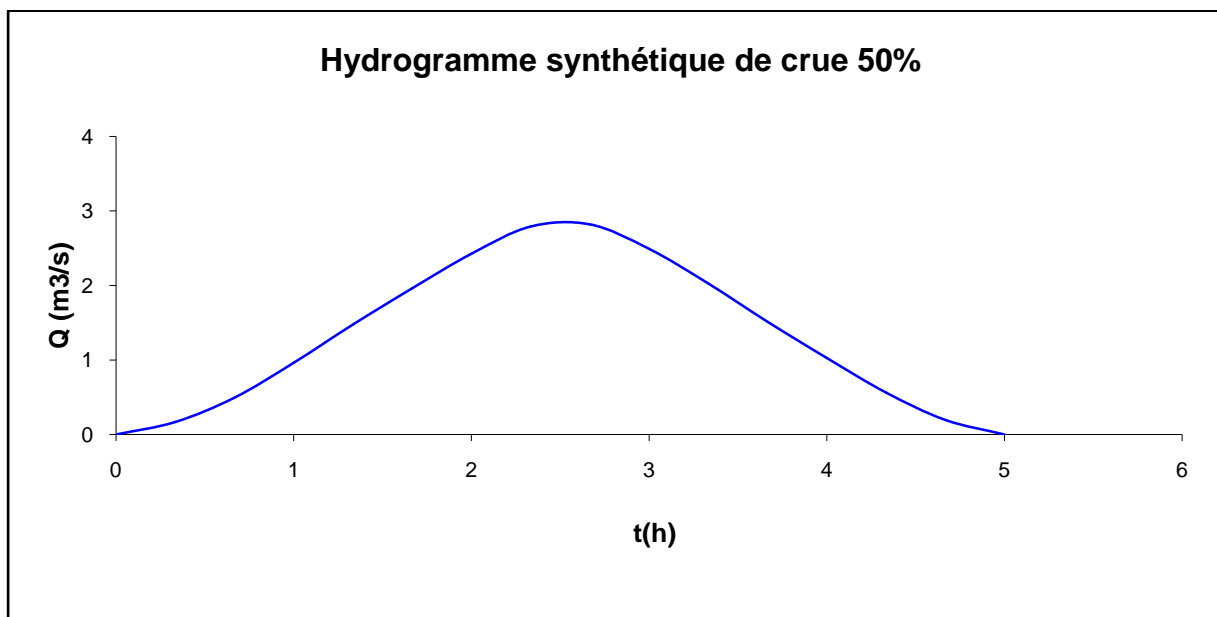
Durée de la crue (h)	$\Sigma S_i$ ( Km <sup>2</sup> )	Q <sub>max,i</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0.33	0.18	0.17
0.67	0.53	0.50
1.00	1.02	0.96
1.33	1.56	1.48
1.67	2.08	1.96
2.00	2.57	2.43
2.33	2.96	2.79
2.67	2.99	2.82
3.00	2.64	2.49
3.33	2.15	2.03
3.67	1.60	1.51
4.00	1.09	1.03
4.33	0.60	0.56
4.67	0.21	0.20
5.00	0.00	0.00

Tableau .III.24 ordonnées de l'hydrogramme de crue du bassin de Guerouanah

Durée de la crue (h)	$\sum S_i$ ( Km <sup>2</sup> )	Q <sub>max,i</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0.33	0.23	0.24
0.67	0.65	0.69
1.00	1.06	1.12
1.33	1.54	1.62
1.67	2.30	2.41
2.00	3.19	3.35
2.33	4.17	4.37
2.67	4.84	5.07
2.78	4.70	4.93
3.12	4.28	4.49
3.45	3.87	4.06
3.78	3.39	3.55
4.12	2.64	2.76
4.45	1.74	1.82
4.78	0.76	0.80
5.12	0.09	0.10
5.23	0.00	0.00



**Figure .III.19** L'hydrogramme de crue du bassin de Rebaïd



**Figure .III.20** L'hydrogramme de crue du bassin de Ben Darna

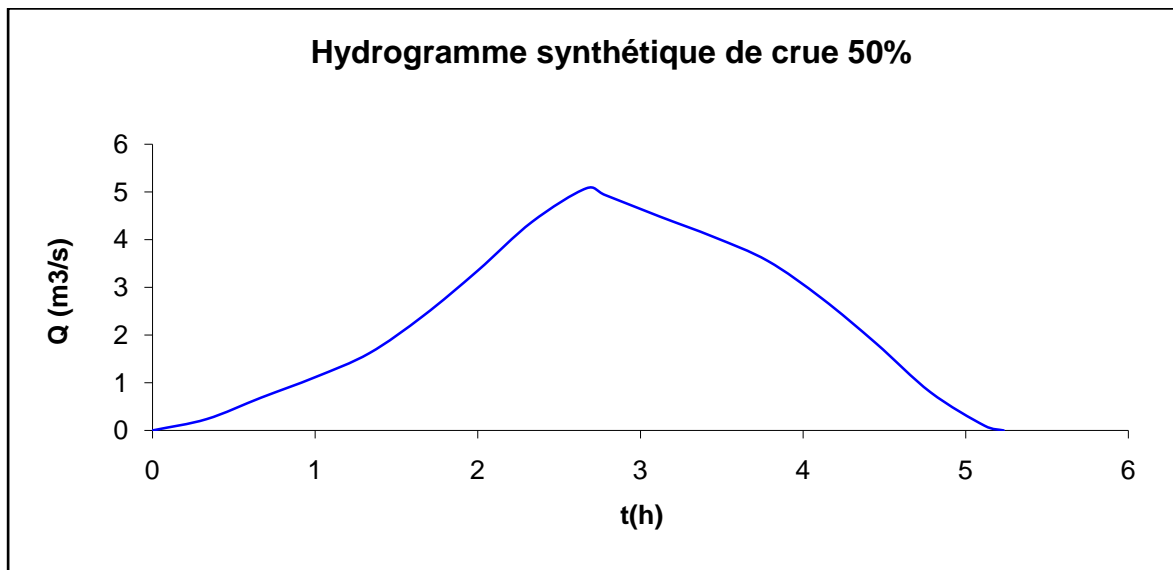


Figure .III.21 L'hydrogramme de crue du bassin de Guerouanah

## CONCLUSION

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la plaine de Ben chaabane, et avec évaluations des débits pluviaux des bassins bordant les périmètres d'irrigation on permet de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger contre les inondations de cette plaine.

*Chapitre IV : Estimation de la production potentielle de  
sédiments*

## INTRODUCTION

L'approche systémique d'un cours d'eau et de ses espaces fonctionnels s'appuie sur deux concepts complémentaires (fig. 1.1) : le système fluvial, qui formalise les interrelations entre le cours d'eau et son bassin versant (Schumm, 1977) et l'hydrosystème fluvial, centré sur les échanges de matières et d'énergie entre le cours d'eau et sa plaine alluviale (Amoros et Petts, 1993).

**Le système fluvial** est un concept géomorphologique centré sur l'organisation spatiale des transferts des sédiments. Il repose essentiellement sur la dimension longitudinale des échanges au sein d'un bassin versant et propose un découpage de ce dernier en trois secteurs :

- **la zone de production**, constituée par l'ensemble des versants et des têtes de bassin qui ont pour fonction principale de produire les sédiments qui seront ensuite progressivement évacués par le système fluvial,
- **la zone de transfert**, dont la fonction est d'assurer le transport des sédiments en direction de
- **la zone de stockage**, où dominent les formes d'accumulations sédimentaires.

Ce type de conception met l'accent sur l'atténuation vers l'aval de l'influence des versants sur la dynamique fluviale. Cette atténuation s'explique par la formation progressive d'une plaine alluviale, construite par les apports sédimentaires successifs depuis l'amont.

**L'hydrosystème fluvial** est un sous-ensemble du système fluvial qui permet une meilleure appréhension des échanges au sein d'un tronçon entre le cours d'eau et son environnement. Il s'agit d'un système à quatre dimensions, transversale, verticale, longitudinale et temporelle.

Ce chapitre a pour objet l'étude de la production potentielle des sédiments au niveau des trois bassins versants étudiés.

## IV .1 TRANSPORT SOLIDE

L'étude du débit solide occupe une place très importante et très vaste dans le domaine de l'hydrologie de surface et de régularisation des débits (Touaibia, 2004).

### -Les différents aspects du transport solide

Le transport solide se présente sous 3 aspects.

Les matériaux roulent ou glissent sur le fond sans jamais le quitter, c'est le **transport de fond** ou **charriage**.

Les matériaux les plus fins sont entraînés par le courant sans toucher le fond représente **la suspension**.

Les matériaux progressent par bonds successifs, se trouvant tantôt sur le fond, tantôt au sein du liquide représente **la saltation**. Cette dernière notion est considérée en général avec le charriage car il n'existe pas de théorie particulière (Touaibia, 2004).

## IV .2 L'EROSION CONTINENTALE

L'érosion continentale est principalement la matière première du débit solide.

D'après Gréco, l'érosion est un phénomène spatial et temporel consistant à une désagrégation du sol et de la roche sous l'effet d'agent atmosphérique : gel, impact des gouttes de pluie, variations brutales de la température, actions chimiques de l'eau, ruissellement et action anthropique (Touaibia, 2004).

En Algérie du nord, l'aspect le plus important de l'érosion est l'érosion pluviale et plus précisément l'érosion par ruissellement. Les terrains étant nus, pour une raison ou pour autre (défrichage, jachère, labour...), le ruissellement dû aux eaux de pluie et surtout à la suite d'averses torrentielles décape progressivement les horizons supérieurs du sol jusqu'à atteindre par fois la roche mère (Touaibia, 2004).

L'érosion hydrique est un phénomène grave qui touche le quasi totalité des terres agricoles ou non du Tell au nord de l'Algérie. Le climat est marqué par des averses brutales s'abattant le plus souvent sur des sols secs et dénudés et par la persistance de la sécheresse : ainsi la pression exercée sur la couverture végétale (pratiques culturales inadaptées, surpâturage, incendies, etc.) est à l'origine de l'érosion. Ce phénomène est encore plus grave lorsque l'on sait que plus de 80% des surfaces cultivées sont situées dans les zones les plus sensibles à l'érosion (BENCHETRIT M, 1972).



Les figures (IV.1), (IV.2) représentent, dynamique fluviale et échanges avec la plaine inondable, Les zones d'érosion, de transport et de dépôt des sédiments

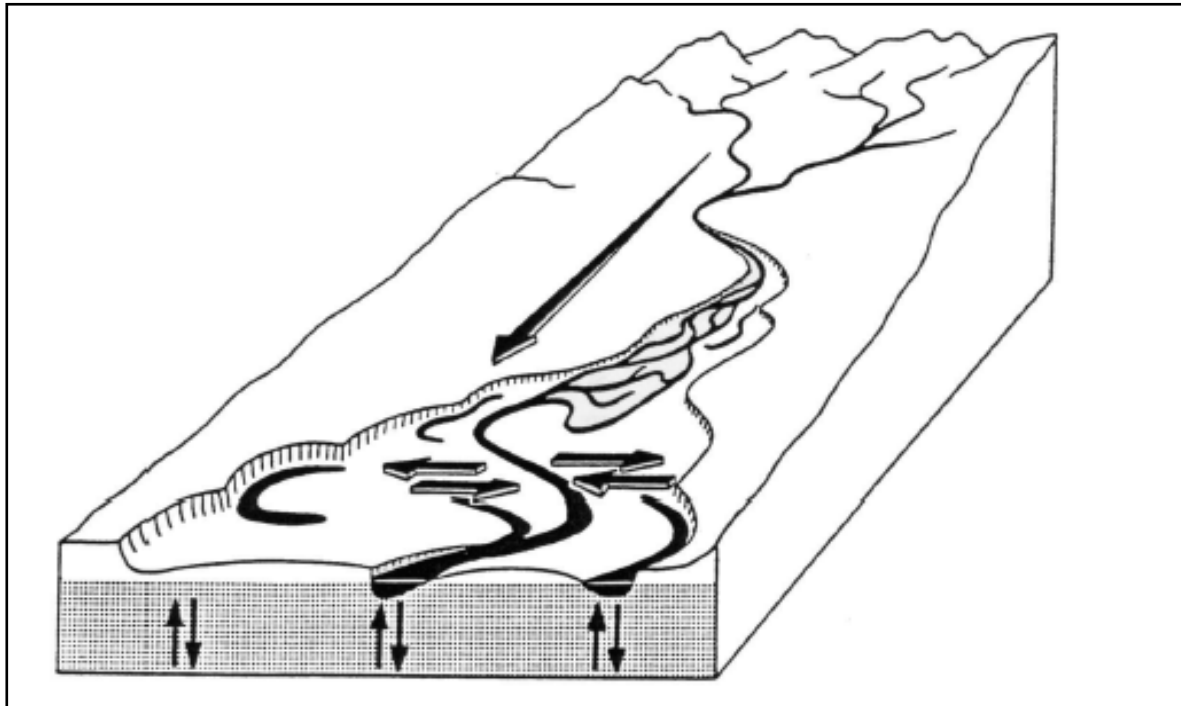


Figure .IV.1 dynamique fluviale et échanges avec la plaine inondable

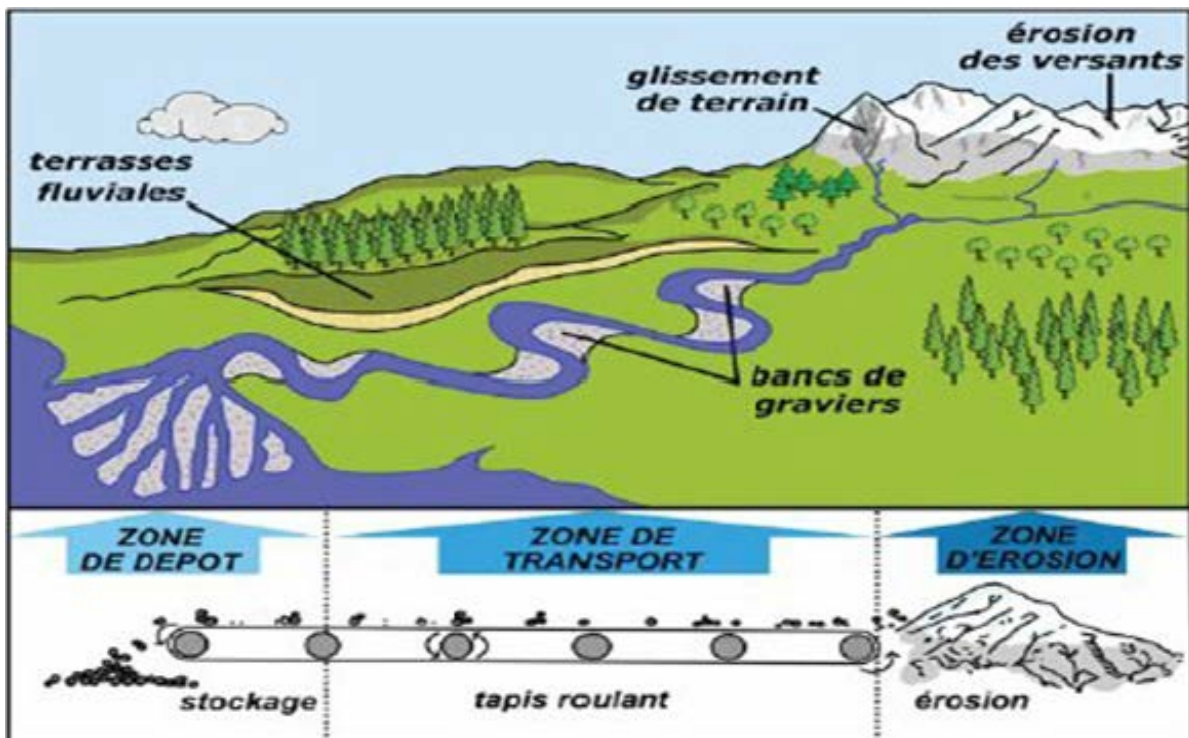


Figure .IV.2 Les zones d'érosion, de transport et de dépôt des sédiments

### IV .3 LA DYNAMIQUE DES SEDIMENTS

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés dans le réseau d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de la granulométrie (Touaibia, 2004).

Américan Géophysical Union a classé les granulats en 19 catégories, d'après leur diamètre (tableau. IV.1).

**Tableau. IV.1** Différents types de granulats

Nature du granulat	Diamètre du granulat en mm	
Bloc	très gros	4000 ÷ 2000
	gros	2000 ÷ 1000
	moyen	1000 ÷ 500
	petit	500 ÷ 250
Moellon	gros	250 ÷ 130
	petit	130 ÷ 64
Gravier	très gros	64 ÷ 32
	gros	32 ÷ 16
	moyen	16 ÷ 8
	fin	8 ÷ 4
	très fin	4 ÷ 2
Sable	très gros	2 ÷ 1
	gros	1 ÷ 0.5
	moyen	0.5 ÷ 0.25
	fin	0.25 ÷ 0.125
Limon	gros	0.062 ÷ 0.031
	moyen	0.031 ÷ 0.016
	fin	0.016 ÷ 0.008
	très fin	0.008 ÷ 0.004

Au dessous de 4 microns sont représentées les argiles.

#### IV .4 ESTIMATION DE L'EROSION SPECIFIQUE

L'objectif à atteindre à travers la mesure du débit solide est la connaissance du comportement du bassin versant vis-à-vis du ruissellement et par conséquent de l'érosion spécifique hydrique. Celle-ci est identifiée à travers le calcul de l'érosion spécifique définie comme étant la quantité de sédiments arrachés au bassin versant et charrier par le cours d'eau rapportés à l'unité de surface. Elle est exprimée en  $t/Km^2.an$  (Touaibia, 2004).

C'est un paramètre difficilement calculable. Plusieurs facteurs entrent en jeu pour déterminer, depuis la nature des sols, la végétation du bassin versant jusqu'au ruissellement proprement dit (Touaibia, 2004).

Des formules empiriques existent et sont utilisées en absence de données, qu'il convient de prendre avec précaution car souvent elles ne reflètent pas la réalité (Touaibia, 2004).

La formule IV.1 de TIXERONT, donne le débit solide  $Q_S$  :

$$Q_S = (S1.T1 + S2.T2 + S3.T3).S \quad (IV.1)$$

**Avec :**

S : la surface du bassin versant ( $Km^2$ )

S1, S2, S3 : Surfaces correspondantes à différentes perméabilité ( $Km^2$ )

Pour l'Algérie du Nord

$T1 = 0,75 L_r^{0.15} \Rightarrow$  Bassin Versant à forte perméabilité

$T2 = 350 L_r^{0.15} \Rightarrow$  Bassin Versant à moyenne perméabilité

$T3 = 1400 L_r^{0.15} \Rightarrow$  Bassin Versant à faible perméabilité

Où :  $L_r$  est la lame d'eau ruisselée (mm)

Elle est définie par la formule IV.2 :

$$L_r = \frac{V}{S} \text{ (mm)} \quad (IV.2)$$

**Avec :**

V : Volume de la crue ( $m^3$ ) déterminé directement de l'hydrogramme.

D'après les hydrogrammes de crue, les volumes de la crue sont :

- bassin de Rebaïd  $\Rightarrow V = 0.074 Mm^3$  ;
- bassin de Ben Darna  $\Rightarrow V = 0.025 Mm^3$  ;

- Bassin de Guerouanah  $\Rightarrow V = 0.047 \text{ Mm}^3$ .

Dans notre cas, les bassins versants ont des petites surfaces donc on prend un seul type de texture (sableux limoneux) et une perméabilité moyenne.

Nous prenons la deuxième loi de bassin versant à moyenne perméabilité :

$$T2 = 350 L_r^{0.15}.$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau :

**Tableau .IV.2 Les apports solides**

Bassin	S(Km <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (mm)	Q <sub>s</sub> (t/Km <sup>2</sup> .an)
bassin de Rebaïd	5.47	13.53	517.324
bassin de Ben Darna	3.165	7.90	477.213
Bassin de Guerouanah	4.93	9.53	490.831

## CONCLUSION

En fin d'après les résultats on constate que la valeur de débit solide calculé pour les trois bassins étudiés est supérieur au seuil tolérante donc on a le risque de sédimentation qu'il faut à prendre en considération dans les aménagements proposés.

*Chapitre V : projection et dimensionnement des canaux de ceinture*

## **INTRODUCTION**

Le choix de la nature d'aménagements et de la section d'écoulements est fait de manière à répondre aux normes de sécurité et sans que les constructions avoisinantes ou les terrains agricoles n'en soient affectés ;

Aussi le système d'évacuation des eaux de crue doit être intégré dans un aménagement global qui prendra en considération la protection de l'ensemble du tissu urbain ;

Cette protection s'articule autour des ouvrages capables de prendre en charge les eaux de crues et de les évacuer vers la mer.

### **V .1 DESCRIPTION DE L'ETAT ACTUELLE ET AMENAGEMENT PROPOSE**

Les oueds traversent la plaine de la commune de Ben chaabane avec une protection contre les inondations non satisfaisant.

Les périmètres d'irrigation peut être touché par les éventuelles crues est d'autant plus important que :

- Les eaux des ruissellements en cas des crues écoulent vers La plaine arbitrairement prendre des chemins des périmètres d'irrigation ;
- L'engorgement par l'eau au niveau des périmètres ;
- Les oueds concernés ne sont pas aménagés en conséquence ;
- La forte pente de terrain provoque une érosion des berges naturelle des oueds et transporter les solides vers la plaine donc accumulations sédimentaires.

Cette situation se trouve néfaste pour les différentes cultures à cause soit des excès d'eau ou la vitesse des ces eaux écoulent.

L'étude hydrologique, vu l'importance des débits ajoutés à ce constat, préconise la nécessité de prévoir des aménagements de protection de la plaine contre les inondations.

Il y'aura lieu donc de :

- 1-Réaliser des moyens d'évacuation des eaux pluviales en canaux en terre avec une section trapézoïdale ouverte ;
- 2-Réaliser des moyens d'évacuation des eaux pluviales en canaux en béton avec une section trapézoïdale ouverte.

### V .1.1 Comparaison des variantes

La première variante serait techniquement fiable et moins coûteuse par rapport aux terrassements.

Elle présente comme inconvénient le risque des dépôts et d'érosion.

La deuxième variante serait plus coûteuse et difficulté dans la réalisation que la première variante mais elle est plus adaptée pour l'aménagement choisi avec des pentes établies de manière à réduire le volume des travaux de terrassement.

Elle présente une bonne résistance à l'érosion et les dépôts.

### V .1.2 Tracé du canal de ceinture

Le tracé est représenté dans la figure suivant :

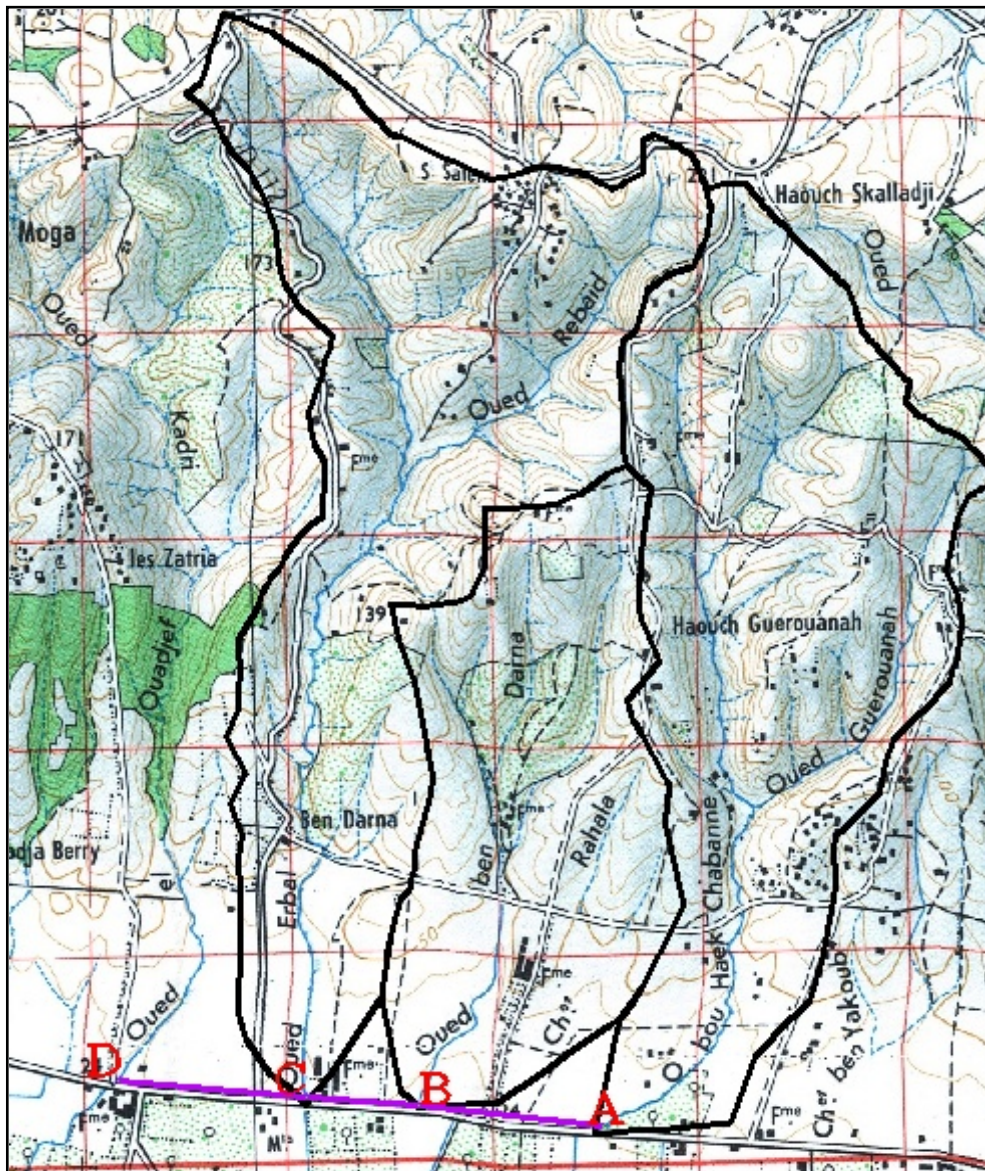


Figure V .1 Le tracé du canal de ceinture

## V.2 LE TYPE D'ÉCOULEMENT

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge par ce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Il exige l'étude des processus de formation des ondes .et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanent, uniforme ou non uniforme.

Pour notre étude on va examiner que les courants permanents.

## V.3 CALCUL HYDRAULIQUE DES VARIANTES CHOISIES

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

### V.3.1 Les conditions de l'écoulement uniforme

- ✚ Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant ;
- ✚ Le canal est prismatique ;
- ✚ La profondeur(h) du courant est constante le long de sa longueur ;
- ✚ La pente de chaque section est constante ;
- ✚ La rugosité des parois est constante ;
- ✚ Les résistances locales sont absentes.

### V.3.2 Les formules principales de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant est donnée sous la formule suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \quad (V.1)$$

Avec :  $Q = V \cdot S$  , (Equation de continuité)

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R_h \times I} \quad (V.2)$$

**Avec :**

C : coefficient de Chézy (m<sup>0.5</sup>/s) ;

S : section mouille (m<sup>2</sup>) ;

R<sub>h</sub> : rayon hydraulique R<sub>h</sub> = S/P (m) ;



I : pente de fond du canal.

### **V.3.3 Détermination de coefficient de Chézy**

En utilisant les formules empiriques pour la détermination de coefficient de Chézy :

#### **-formule de PAVLOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{1/y} \quad (V-3)$$

**Avec :**

C : coefficient de Chézy (m<sup>0.5</sup>/s)

n : coefficient de rugosité

R<sub>h</sub> : rayon hydraulique R<sub>h</sub> = S/P (m)

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (V.4)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{à } R < 1m \quad (V.5)$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{à } R > 1m \quad (V.6)$$

#### **-formule d'AGROSKINE**

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \quad (V.7)$$

**Avec :**

C : coefficient de Chézy (m<sup>0.5</sup>/s)

R<sub>h</sub>: rayon hydraulique; R<sub>h</sub> = S/P (m)

n : coefficient de rugosité

#### **-La formule de MANING-STRICKLER**

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (V.8)$$

**Avec :**

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

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

$n$  : coefficient de rugosité de MANING [ $m^{1/3}.s^{-1}$ ].

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (V.9)$$

**Avec :**

$K_s$  : coefficient de rugosité de STRICKLER [ $m^{1/3}.s^{-1}$ ] ;

$R_h$  : le rayon hydraulique (m) ;

$I$  : la pente du radie.

**Remarque :**

Dans notre calcul on va choisi la formule de MANING-STRICKLER.

### **V.3.4 Ecoulement fluvial, critique, et torrentiel**

A partie du nombre de Froude on peut aussi déduire le type d'écoulement :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (V.10)$$

$Fr < 1 \Rightarrow$  l'écoulement est fluvial ;

$Fr = 1 \Rightarrow$  l'écoulement est critique ;

$Fr > 1 \Rightarrow$  l'écoulement est torrentiel.

## **V.4 LES PARAMETRES GEOMETRIQUES**

### **V.4.1 Le choix de la section de meilleure conductivité**

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente  $J_u$  et de coefficient de rugosité  $n$ , la section qui véhicule le débit maximum  $Q_{max}$  est celle où le rayon hydraulique  $R_h$  est maximal, et la section  $S$  est minimale (section la plus avantageuse).

( $R_h$  étant la surface mouillée  $S_m$  sur le périmètre mouillé  $P_m$ ).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale ouverte, dont les paramètres géométriques sont les suivantes :

**Tableau V. 1** Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale (m=0.58) ; De largeur b (m) et de profondeur h (m)

Désignation	Expression
$P (m)$	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
$S (m^2)$	$(b+mh) h$
$T/2 =$	$h\sqrt{1 + m^2}$
$R_h(m)$	$S/P = h/2$
$m$	$1/\sqrt{3}$

Avec :

**T** : largeur au miroir.

#### V.4.2 Calculs du rayon hydraulique maximal

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{h}{2} \quad (V-11)$$

**Alors :** Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de  $P_{min}$ .  
Le périmètre soit min pour  $dP/dh=0$

**On a :**

$$S = (b + m h) h \implies b = S/h - mh, \text{ donc: } P = S/h - m h + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (V-12)$$

$$\frac{d}{dh} (S/h - m h + 2h\sqrt{1 + m^2}) = 0 \quad (V-13)$$

Les équations (V-10) donne :

$$\frac{b+2mh}{2} = h\sqrt{1 + m^2} \quad (V-14)$$

**Donc :**  $T/2 = h\sqrt{1 + m^2}$

#### V.4.3 Calcul de la profondeur normal $h_n$

La détermination de  $h_n$  la méthode itérative.

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = C . S . \sqrt{R} . \sqrt{I} \quad (V-15)$$

**Avec :**

S : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal.

Donc, on fixe la valeur de b et on donne des valeurs a h et on détermine Q Jusqu'a une valeur de débit très proche on égale au Q max ; Par suite on trace la courbe  $Q = f(h)$  , et on détermine la valeur de  $h_n$  (m) correspondante à Q max.

#### **V.4.4 Calcul de la profondeur critique $h_{cr}$**

Le calcul de  $h_{cr}$  se fait aussi par plusieurs, utilisé trois méthodes :

Parmi cette méthode on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

- **Méthode graphique**

Cette méthode est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h [5].

Et puisque la valeur de  $h_{cr}$  est la valeur qui corresponde une énergie spécifique et minimale. Donc on construit le graphe de  $H_s = f(h)$

Sachant que  $H_s = E_p + E_c$

$E_p$  : Energie potentielle et est égale à  $h$  ; ( $E_p = h$ ) ;

$E_c$  : Energie cinétique et égale à ; ( $E_c = V^2/2g$ ).

- **Méthode analytique d'AGROSKINE**

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :  $\frac{\alpha v^2}{g \times h} = 1$

**Avec**

v : la vitesse d'écoulement ;

g : l'accélération gravitaire prise égale 9,81.

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \times Q^2}{g \times b^2}} \quad (V -16)$$

$$Z_{Cr} = \frac{m \times h_{cr}^2}{b} \quad (V -17)$$

Donc on a pour la Section trapézoïdale :

$$h_{cr} = h_{cr(R)} \times \left(1 - \frac{Z_{cr}}{3} + 0.105Z_{cr}^2\right) \quad (V -18)$$

• **Méthode itérative**

Cette méthode consiste à tirer la valeur de  $h_{cr}$  qui correspond à  $\alpha Q^2/g$ .

Donc on tire la valeur de  $(S^3/B) = \alpha Q^2/g$  et à base d'un tableur on tire par la valeur de  $h_{cr}$  qui lui correspond.

**V. 4.5 Calcul de la pente critique**

La pente critique correspondant à la profondeur critique cette dernière est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \times I_{cr}} \quad (V -19)$$

**Donc :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \times S_{cr}^2 \times R_h} \quad (V -20)$$

**V.5 CALCUL DE LA LIGNE D'EAU**

**V.5.1 Equation de la surface libre de la ligne d'eau**

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée [5].

On se base sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \quad (V -21)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \quad (V -22)$$

Dérivant l'équation (V-21) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \cdot \left( \frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad (V -23)$$

Comme :  $\frac{dz}{dx} = -J_f$  et  $\frac{dH}{dx} = -J_e = \frac{(Q/S)^2}{C^2 \times R_h}$




On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \times \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \times R_h \times J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \times S/B}} \quad (V-24)$$

### V.5.2 Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N ° (V-24)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

-  La méthode par approximation successive ;
-  La méthode par intégration directe ;
-  La méthode par intégration graphique.

### V.6 CALCUL DES PARAMETRES DE COURBURE DU CANAL

Contenue de la topographie du terrain naturel, dans un canal d'évacuation d'eaux pluviales présente des courbures aux plusieurs points ;

Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement ;

Le débit Q, la vitesse moyenne U et la surface S restent constants à travers la courbe ;

La répartition de la profondeur h (y) donne toutefois une pente transversale, et la force centrifuge qui s'exerce sur l'écoulement en courbe provoque une surélévation (dH), sur le bord extérieur.

L'expression de dH est donnée par :

$$\Delta H = \frac{(Q/S)^2}{g} \log \left( 1 + \frac{L}{R} \right) \quad (V-25)$$

**Avec :**

L = B : Largeur en m ;

V = Q/S : vitesse d'écoulement en m/s ;

R : Rayon de courbure en m ;

Hauteur d'eau au niveau du coude :

$$H_f = H + \frac{\Delta H}{2} \quad (V -26)$$

### **V.7 RACCORDEMENT DES CANAUX**

La différence des largeurs entre deux tronçons différents nécessite la réalisation d'un ouvrage de raccordement (selon la section) pour maintenir les conditions de bon écoulement.

Son estimation est établie par la relation suivante :

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \times \tan \beta} \quad (V -26)$$

**Avec :**

$L$  : Longueur de raccordement, m

$b_2, b_1$ , Largeur du premier et deuxième tronçon, m

$\beta$ : Angle du divergent, en degrés.

#### **Remarque**

Pour notre travail, on va utiliser le logiciel " CANAL 21 " dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

### **V.8. CALCUL DU CANAL PROJETE**

Les différents tronçons sont représentés dans la planche N° :02.

#### **Tr (S0-S5)**

On a :  $Q = 7.54 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I=2.5 \text{ ‰}$ .

- $n$  : étant le coefficient de Manning ;  $n = 0,013$  (Béton)

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

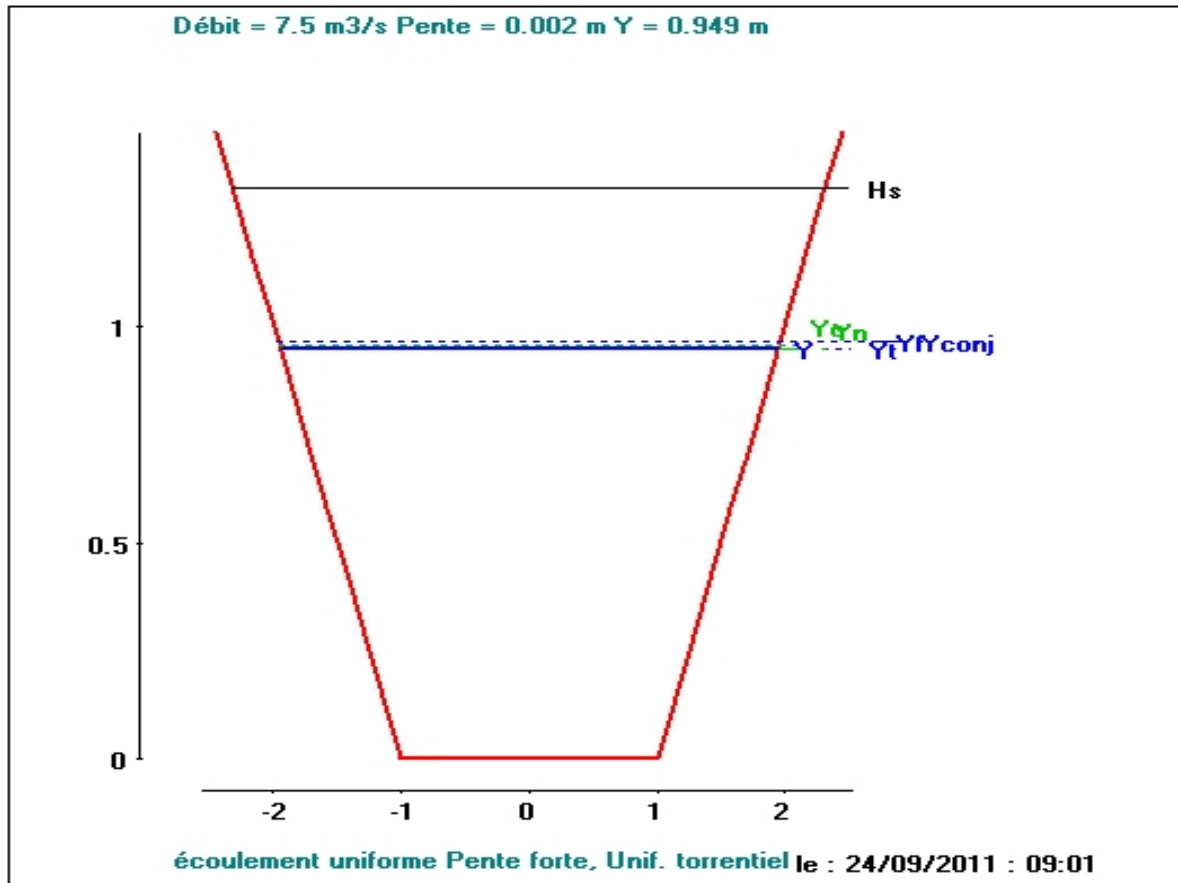


Figure. V.2 Caractéristiques du canal Tr (S0-S5)

Tableau. V.02 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S0-S5)

données													
SECTION				rugosité		pente		débit					
Para		B(m)		K		I(‰)		Q					
Valeur		2		76		2.50		7.54					
Résultats													
Géométriques						hydrauliques							
Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yf	Yn	J(‰)	I-J
1.2	1.32	3.90	4.68	2.80	0.60	2.70	1.02	1.31	0.96	0.97	0.95	2.50	00



Tableau .V.03 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S0-S5)

canal21 : résultats										
débit = 7.54 m <sup>3</sup> /s										
cote amont = 26.8m										
cote aval = 24.36 m										
x	Zf	Y	V	J	Hs	F	reg.	Pm	S	Yc
m	m	m	m/s	m/m	m	.	.	m	m <sup>2</sup>	m
0.00	24.360	0.939	2.724	0.0025	1.317	1.031	tor	4.657	2.761	0.956
195.19	24.848	0.939	2.724	0.0025	1.317	1.031	tor	4.657	2.761	0.956
390.39	25.336	0.939	2.724	0.0025	1.317	1.031	tor	4.657	2.761	0.956
585.58	25.824	0.939	2.724	0.0025	1.317	1.031	tor	4.657	2.761	0.956
780.78	26.312	0.939	2.724	0.0025	1.317	1.031	tor	4.657	2.761	0.956
975.97	26.800	0.900	2.881	0.0025	1.323	1.110	tor	4.546	2.610	0.956

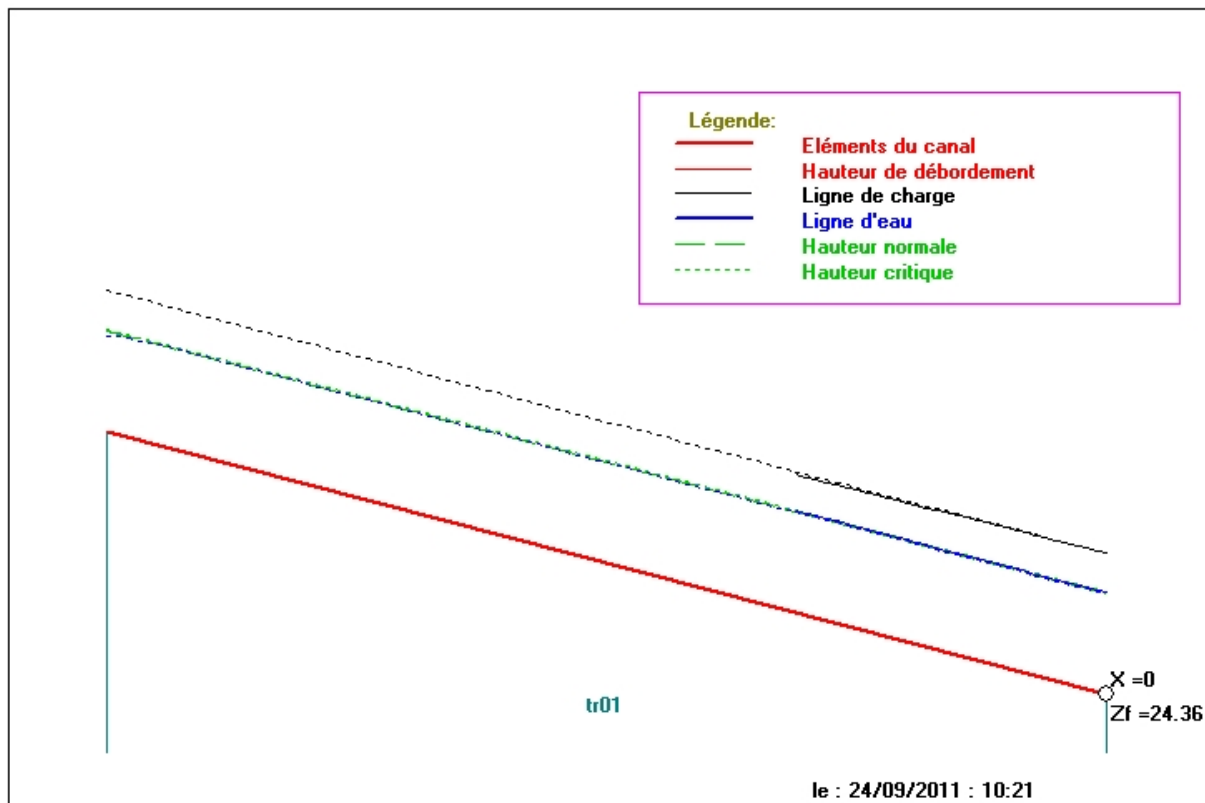


Figure. V.3 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S0-S5)

Tr (S5-S9)

On a :  $Q = 10.36 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I=2.5 \text{ ‰}$ .

- $n$  : étant le coefficient de Manning ;  $n = 0,013$  (Béton)

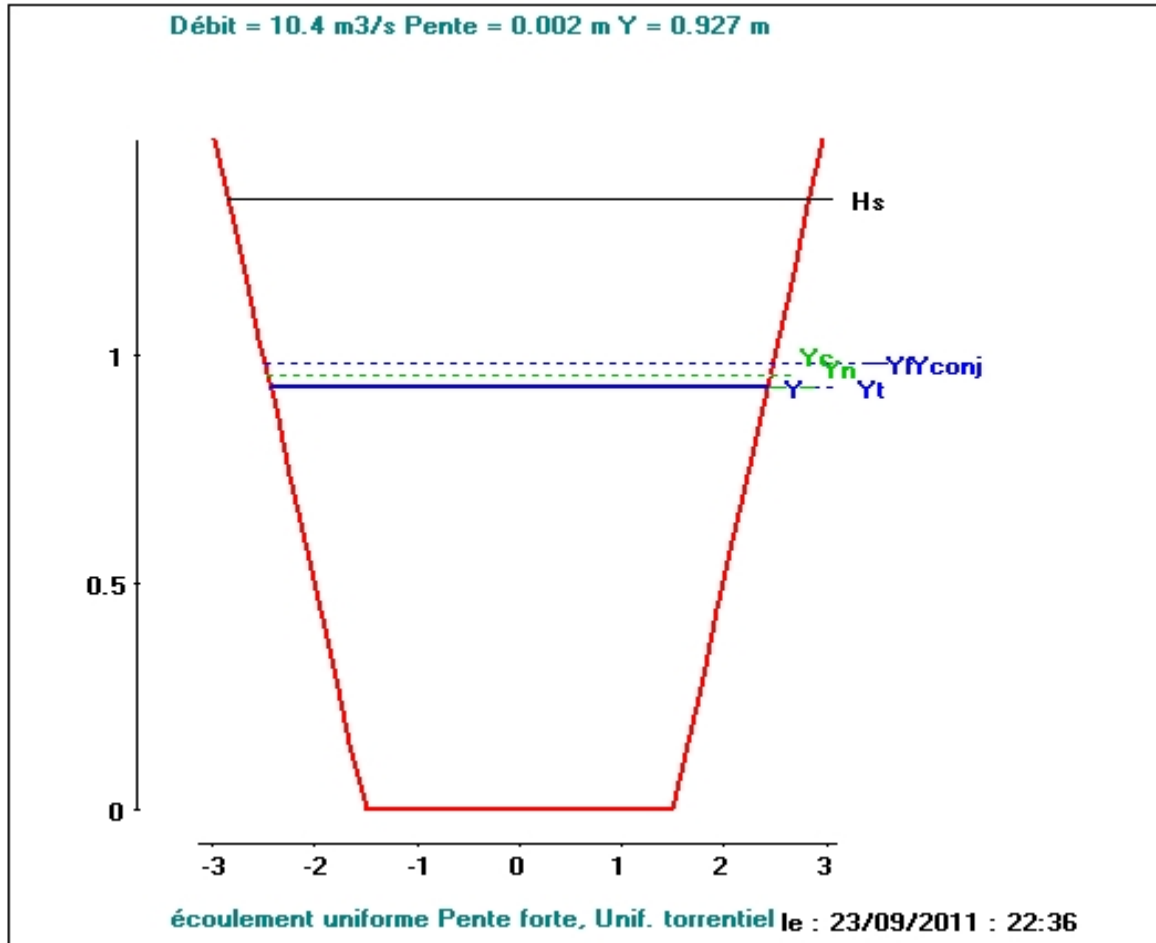


Figure. V.4 Caractéristiques du canal Tr (S5-S9)

Tableau. V.04 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S0-S5)

données													
SECTION				rugosité		pente		débit					
Para		B(m)		K		I(‰)		Q					
Valeur		3		76		2.50		10.36					
Résultats													
Géométriques						hydrauliques							
Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yf	Yn	J(‰)	I-J
1.2	1.34	4.85	5.62	3.64	0.65	2.85	1.05	1.34	0.95	0.98	0.93	2.50	00

Tableau .V.05 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S5-S9)

canal21 : résultats										
débit = 10.36 m3/s										
cote amont = 24.36m										
cote aval = 22.97m										
x	Zf	Y	V	J	Hs	F	reg.	Pm	S	Yc
m	m	m	m/s	m/m	m	.	.	m	m2	m
0.00	22.970	0.927	2.845	0.0025	1.340	1.049	tor	5.623	3.642	0.954
110.94	23.247	0.927	2.845	0.0025	1.340	1.049	tor	5.623	3.642	0.954
221.88	23.525	0.927	2.845	0.0025	1.340	1.049	tor	5.623	3.642	0.954
332.82	23.802	0.927	2.845	0.0025	1.340	1.049	tor	5.623	3.642	0.954
443.76	24.079	0.927	2.845	0.0025	1.340	1.049	tor	5.623	3.642	0.954
554.70	24.357	0.900	2.952	0.0025	1.344	1.102	tor	5.546	3.510	0.954

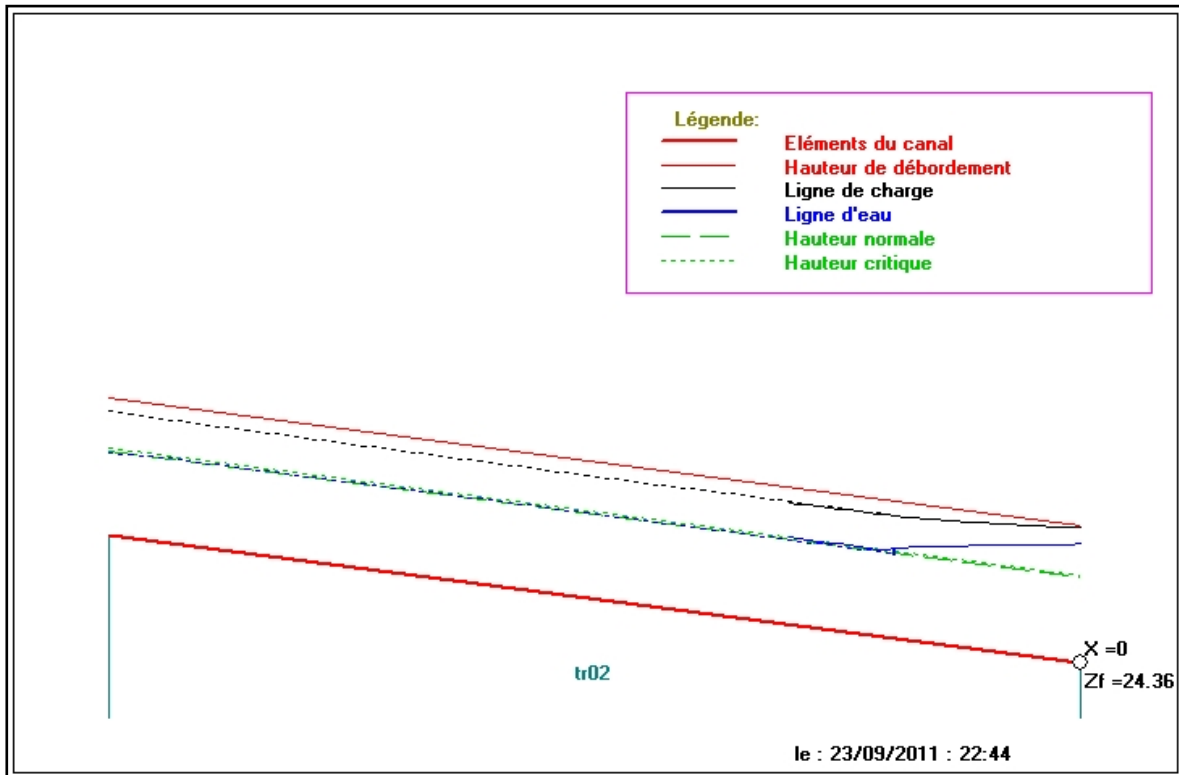


Figure. V.5 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S5-S9)

Tr (S9-S10)

On a :  $Q = 15.4 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I=2.5 \text{ ‰}$ .

- $n$  : étant le coefficient de Manning ;  $n = 0,013$  (Béton)

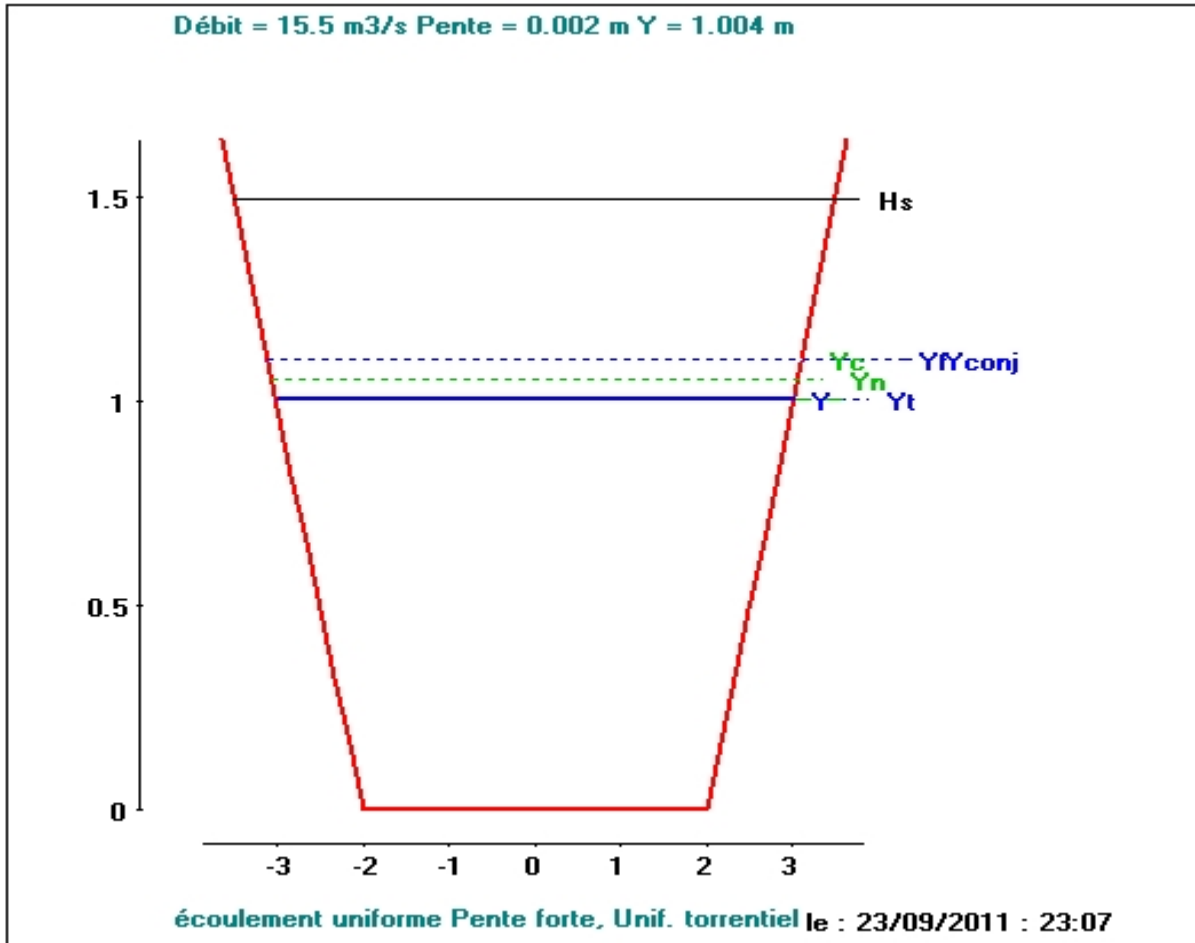


Figure. V.6 Caractéristiques du canal Tr (S9-S10)

Tableau. V.06 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S9-S10)

données													
SECTION				rugosité		pente		débit					
Para		B(m)		K		I(‰)		Q					
Valeur		4		76		2.50		15.4					
Résultats													
Géométriques						hydrauliques							
Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yf	Yn	J(‰)	I-J
1.2	1.49	6.01	6.84	5.02	0.73	3.09	1.08	1.49	1.05	1.1	1.004	2.50	00

Tableau .V.07 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S9-S10)

canal21 : résultats										
débit = 15.5 m3/s										
cote amont = 22.97m										
cote aval = 22..6m										
x	Zf	Y	V	J	Hs	F	reg.	Pm	S	Yc
m	m	m	m/s	m/m	m	.	.	m	m2	m
0.00	22.600	1.017	2.605	0.0025	1.496	1,025	tor	7.253	5.922	1.048
13.85	22.635	1.000	3.087	0.0025	1.485	1.080	tor	6.828	4.999	1.048
27.70	22.669	1.000	3.087	0.0025	1.485	1.080	tor	6.828	4.999	1.048
41.56	22.704	1.000	3.087	0.0025	1.485	1.080	tor	6.828	4.999	1.048
55.41	22.739	1.000	3.086	0.0025	1.485	1.080	tor	6.828	4.999	1.048
69.26	22.97	1.000	3.086	0.0025	1.485	1.079	tor	6.828	5.000	1.048

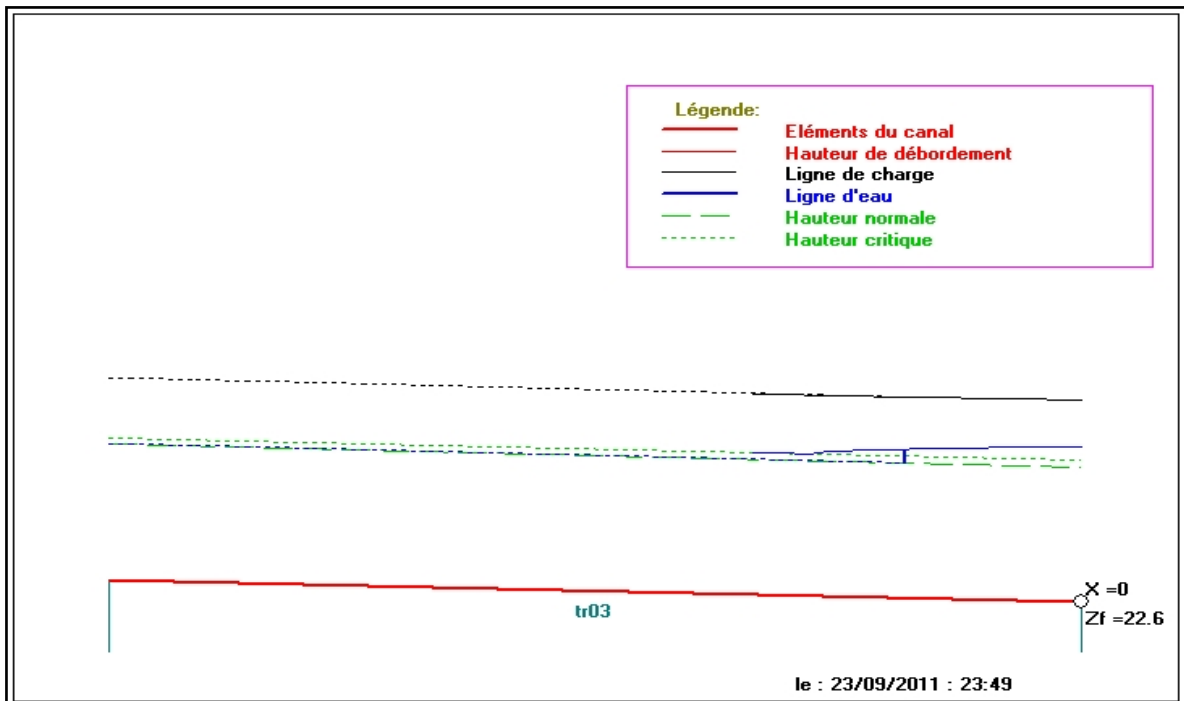


Figure. V.7 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S9-S10)

Tr (S10-S15)

On a :  $Q = 15.4 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I=4 \text{ ‰}$ .

- $n$  : étant le coefficient de Manning ;  $n = 0,013$  (Béton)

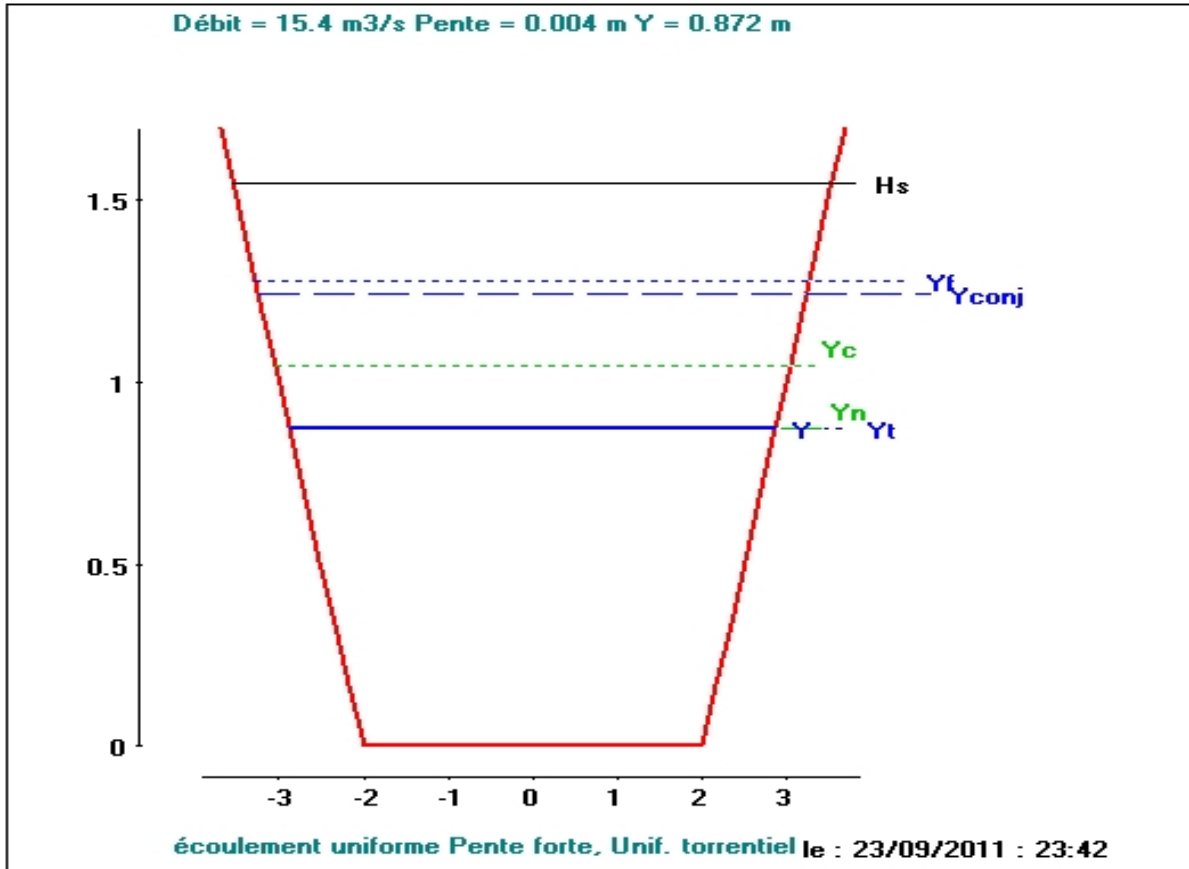


Figure. V.8 Caractéristiques du canal Tr (S10-S15)

Tableau. V.08 Paramètres de calcul du canal projeté en Béton Tr (S10-S15)

données													
SECTION						rugosité		pente		débit			
Para		B(m)				K		I(‰)		Q			
Valeur		4				76		4.00		15.4			
Résultats													
Géométriques						hydrauliques							
Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yf	Yn	J(‰)	I-J
1.2	1.54	5.74	6.67	4.25	0.66	3.63	1.35	1.48	1.05	1.28	0.84	4	00

Tableau .V.09 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S10-S15)

canal21 : résultats										
débit = 15.4 m3/s										
cote amont = 22.8m										
cote aval = 19.68m										
x	Zf	Y	V	J	Hs	F	reg.	Pm	S	Yc
m	m	m	m/s	m/m	m	.	.	m	m <sup>2</sup>	m
0.00	19.680	0.872	3.632	0.0040	1.544	1.349	tor	6.466	4.248	1.048
170.85	20.363	0.872	3.632	0.0040	1.544	1.349	tor	6.466	4.248	1.048
341.69	21.047	0.872	3.632	0.0040	1.544	1.349	tor	6.466	4.248	1.048
512.54	21.730	0.872	3.632	0.0040	1.544	1.348	tor	6.466	4.248	1.048
683.38	22.414	0.874	3.621	0.0040	1.542	1.343	tor	6.473	4.262	1.048
854.23	22.775	1.000	3.086	0.004	1.485	1.079	tor	6.828	5.000	1.048

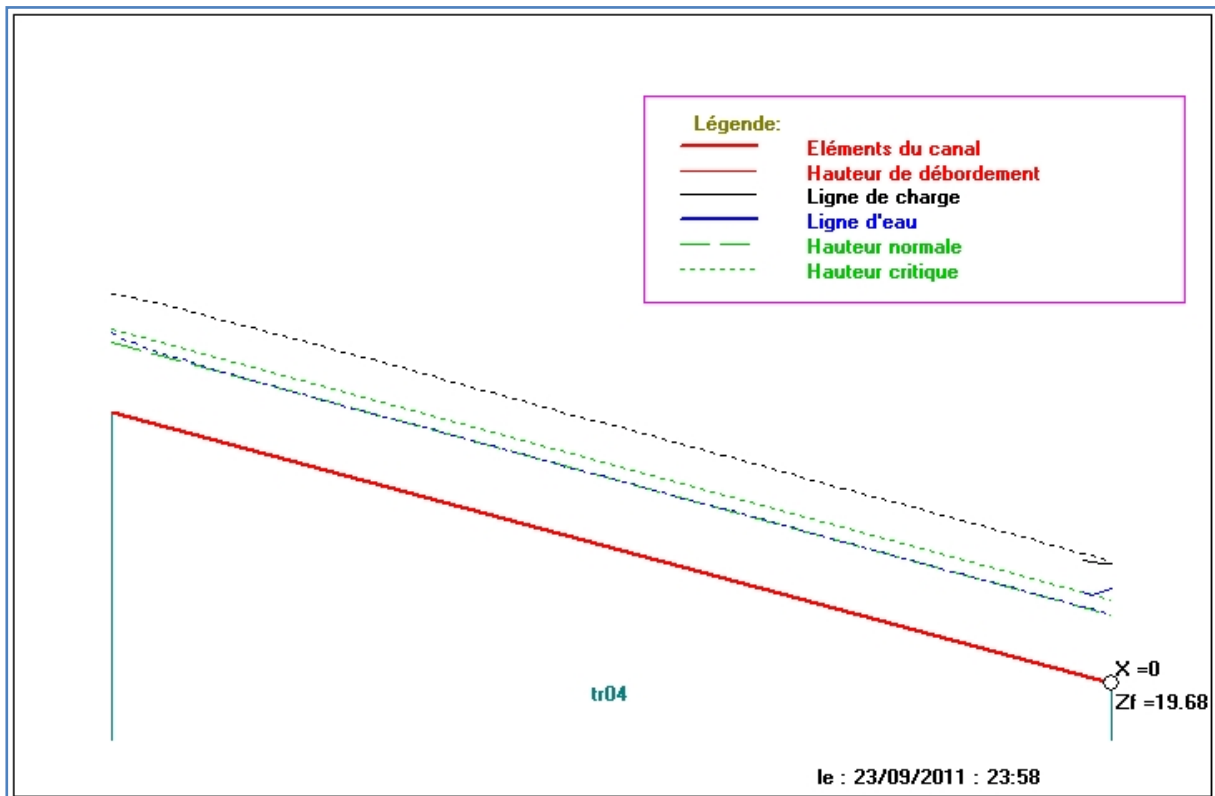


Figure. V.9 Ligne d'eau du canal projeté en Béton Tr (S10-S15)

**Longueur de raccordement des canaux**

On a: 
$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \times \tan \beta}$$

- pour  $b_1=2\text{m}$  et  $b_2=3\text{m}$  ;  $\beta = 15^\circ \Rightarrow L = 1.87\text{m}$ .
- pour  $b_1=3\text{m}$  et  $b_2=4\text{m}$  ;  $\beta = 15^\circ \Rightarrow L = 1.87\text{m}$ .

**Aménagements secondaires**

Pour diminuer le risque de sédimentation au niveau du canal on propose la réalisation des bassins des sédiments dans les parcours des cours d'eau principaux.

Réalisation des petits ponts dans les intersections entre la route et le canal.

**Conclusion**

Après avoir tenu compte des contraintes de projet caractérisé par l'importance de débit de la crue, du grand volume de déblai et l'impact du projet sur l'environnement par la création d'un nouveau oued (canal en béton armé) avec une largeur importante, la décision de réalisation de cet aménagement revient à son opportunité pour la zone où elle est située et est du ressort des autorités locales.



## **CONCLUSION :**

La protection des périmètres d'irrigation contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les pertes de la production, et de l'économie.

Le calcul des débits de crue pour les bassins versants bordant la plaine de Ben Chaabane au niveau du Blida nous permet de connaître le type d'aménagements à prendre pour protéger les terres agricoles dans cette région du danger des eaux sauvages des crues.

Le débit de point est l'élément principal dans le calcul des dimensions des canaux de ceinture projeté pour le drainage des eaux pluviales.

Nous avons donc calculé ces débits par la méthode l'hydrogramme synthétique en fonction de la quantité de précipitations dans la zone d'étude, utilisation de la terre ; traitement ou pratique ; l'état hydrologique et le classe du sol (SCS-CN).

Ces résultats sont à notre avis exploitables pour toute personne voulant travailler dans le secteur de la Mitidja Centre.

Calcul du débit solide est nécessaire à fin de savoir quel type de canaux utilisés et aussi trouver des façons de maintenir et de protéger dans le cas des sédiments résultant de l'érosion des sols.

Les débits solides obtenus sont inexacts car elles ont été calculées en utilisant une formule empirique utilisée en absence de données, qu'il convient de prendre avec précaution car souvent elles ne reflètent pas la réalité.

Toutefois, il est à noter que l'analyse statistique des pluies doit répondre à des critères bien précis .en fait pour le drainage, le mode de dépouillement des épisodes pluvieux est très important à choisir car comme nous l'avons vu, on peut passer du simple ou double pour les valeurs des pluies maximales donc aussi pour les débits de crue. Ceci entraînant des surcoûts et un surdimensionnement du réseau d'évacuation des eaux.

A l'avenir il faudrait être prudent en exploitant le relevé des pluies maximales journalières établit par l'ARNH car les objectifs diffèrent d'une discipline à une autre.

Pour les débits solides doivent être estimés expérimentalement sur terrain.

On peut noter cependant que les relevés fait par les services de L'ARNH sont fiables. L'ajustement statistique de ces valeurs l'a prouvé, les coefficients de régression étant bon.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :***

- [1] AMOROS C. ET G.E. PETTS ; 1993 Hydrosystèmes Fluviaux. Paris. Masson. Coll. Ecologie, 24 : 3-17.
- [2] ANRH Données pluviométriques. Document interne. Direction régionale. Blida.
- [3] BENCHETRIT M ; 1972 L'érosion Actuelle Et Ses Conséquences En Algérie. P.U.F., 218 P.
- DHW de Blida ; 2008 Etude de protection du centre Ben chaabane contre les crues d'oueds.
- [4] G.REMENIERAS ; 1999 L'Hydrologie De L'ingénieur .Edition Eyrolles .Paris.
- [5] J.ROUSSELLE.ET N.L AUZAN ; 2005 Hydrologie : Cheminement De L'eau. Presses Internationales Poly Techniques.
- [6] R.MACCUEN; 2005 Hydrologic analysis and design Pearson prentice Hall.
- [7] J.P.LABORDE.2000 Eléments D'hydrologie De Surface .Université De Nice. Sophia Antipolis.
- SHUMAN J.R; 1995 Environmental Considerations for Assessing Dam Removal Alternatives For River Restoration. Regulated Rivers.11(3/4): 249-261.
- [8] TOUAIBIA. B ; 2004 Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida
- [9] Traité D'hydrologie Environnementale : De La Goutte De Pluie Jusqu'à La Mer, Processus Hydrologique Et Fluviaux .Hermès Science Publication .1999.
- [10] Z.BENKHAOA, L.BERKEMEL ;1992 Etude agro-pédologique de la Mitidja Centre.

### **❖ Mémoires de Fin d'études :**

- [11] BEN ZERGUA .N. EDDINE ; 1986 AEP DE LA COMMUNE DE BEN CHABANE (W.TIPAZA) .ENSH Blida.

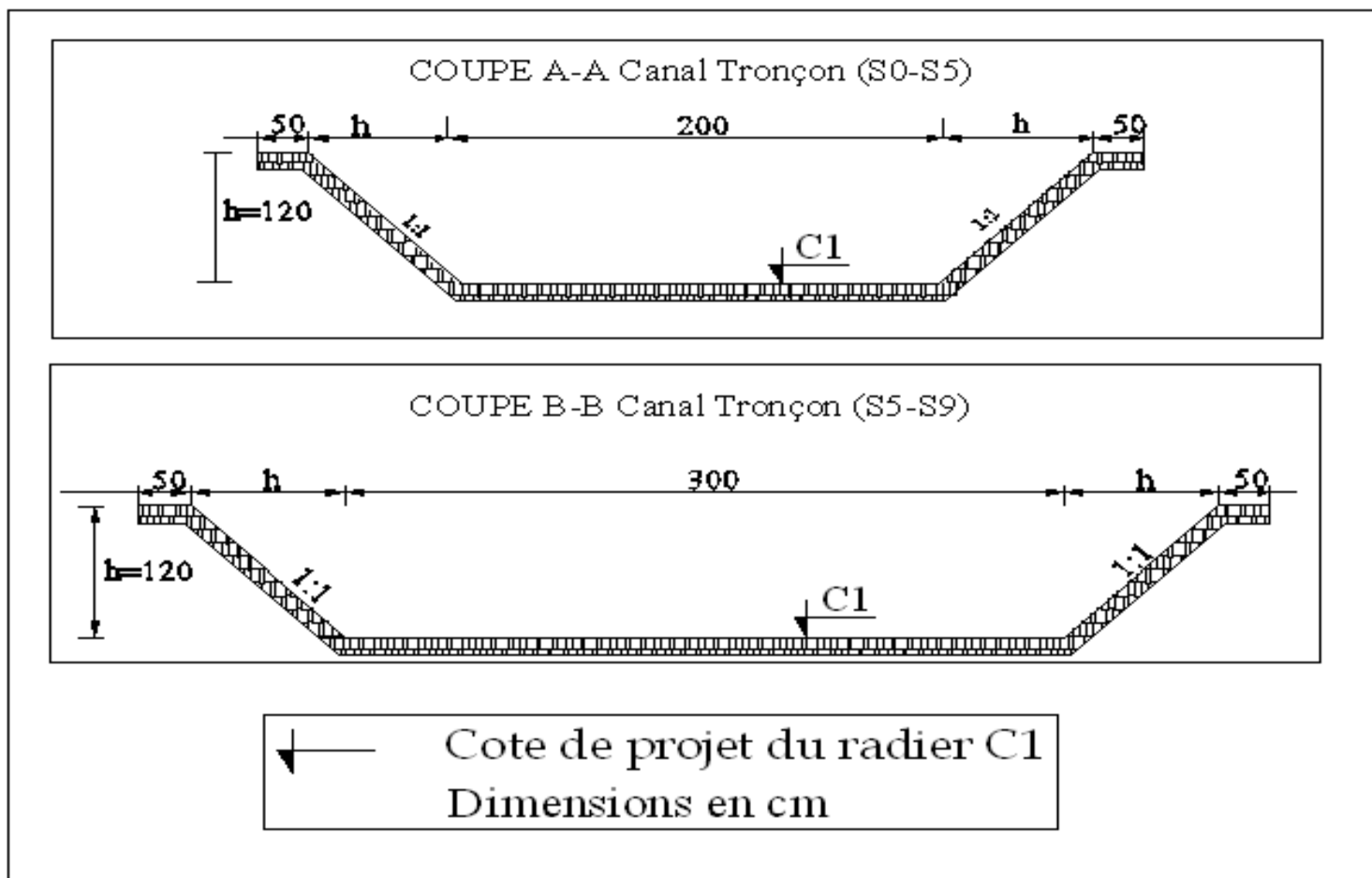




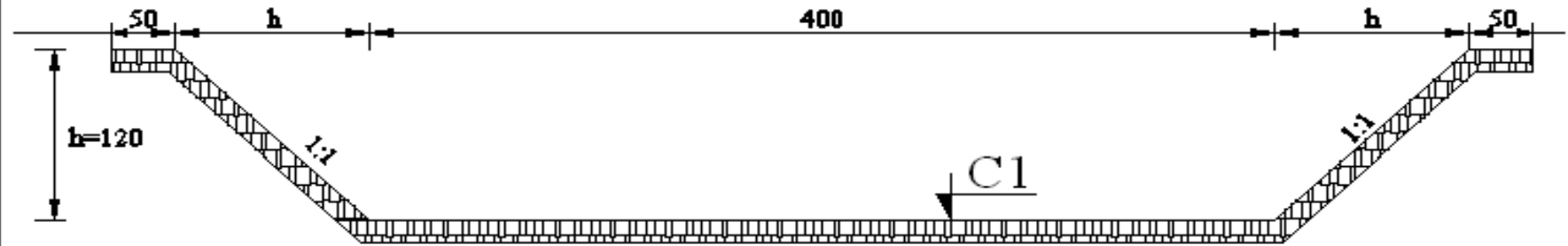
**Annexe N° II : Les Pluies maximale journalières et annuel (station d'oued El Alleug).**

P maxj(mm)	Pann(mm)	P maxj(mm)	Pann(mm)
49,5	145,8	30,9	134,4
35,8	172,2	33,1	194,2
23,4	97,8	83,4	301,1
30,7	65,5	52,8	204,8
25	109,9	68	180,6
131	218,8	46,2	225,9
53	233,5	62	282,5
61,9	259,9	62,6	194,9
41,5	191	80,5	284,5
42,5	261,1	43	171,7
86,7	183	37,8	149,4
46,5	122,7	44,7	171,6
43,7	126,4	36	215,8
64,4	239,3	47,9	248,1
33	158,6	45	213,6
48,8	189,6	45,7	201,5
57,6	192,4	53,6	212
50,6	230,9	40,3	172,6
114	325,2	52,8	239,4
86,2	255,8	26,7	115,1
47,3	193,3	36,4	221,2
26,5	187,2	48,9	249,8
49,8	193,2		

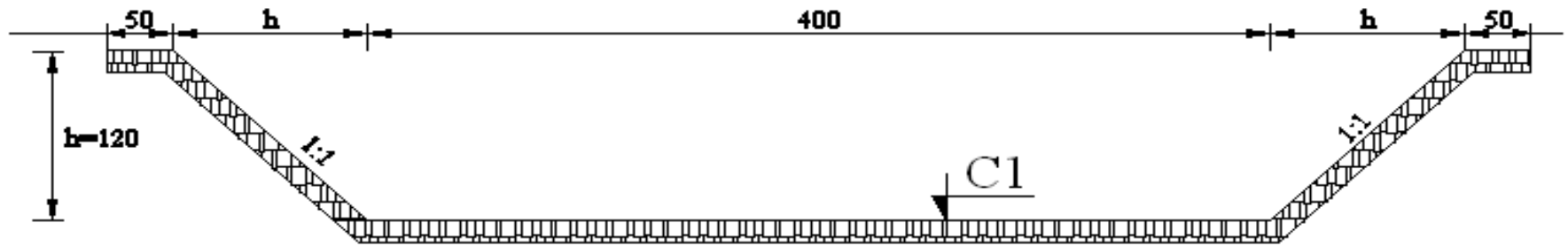
Annexe N° III : Coupes en travers de canal de ceinture



COUPE C-C Canal Tronçon (S9-S10)



COUPE D-D Canal Tronçon (S10-S15)



← Cote de projet du radier C1  
Dimensions en cm