



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r FETHALLAH KHALED

M^r REMITA MOHAMED TAHAR

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Ouvrage et aménagement hydraulique**

INTITULE :

ETUDE D'AMENAGEMENT DE L'OUED DE BOUKALI COMMUNE EL-ABADIA (W) D'AIN DEFLA.

Soutenu le **30/06/2016** devant le jury composé de :

- Président : **M^r LABIOD. C**
- Promoteur : **M^r IKNI. T**
- Examineur : **M^r AMIROUCHE. A**

DÉDICACE

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leurs dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans elle j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

À mon cher père, pour ces conseils, son soutien et sa patience.

Grand merci à vous. Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter. En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail

À mon cher grand père, à qui je souhaite une longue vie pleine de santé,

À notre promoteur Ikni. T

À mon frère Nouh.

À toutes mes soeurs Zouina et Aya.

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux.

À mes chers amis (es) : Noui, Amine, Mosab, Mohamed, Ilyes, Anis, Adel, yasser, Fteh, Oussama, Mehdi, Lilia, Nanifa, Rima, Khawla, Selma, ... La liste est assez longue.

À tous et à toutes, je dédie ce travail.

Khaled

Dédicace

- *Je dédie ce modeste travail avant tout à la lumière de ma vie, la source de mon bonheur et le guide de mon chemin à : **mes très chères parents.***

Que je ne saurais jamais remercier assez pour leurs sacrifices et leur présence durant mes études et toute ma vie.

- *A mes frères et mes sœurs.*
- *A toute la famille : Remita.*
- *A mes ami(e)s : Aziz ,Mohamed ,Arazki, Sofaine, Walid ,Fesrs, Hamza. Et ma femme Lydia Mansouri*
- *- A MON BINOME : Fethallah Khaled.*
- *A toute les personne de département : Hydraulique.*
- *A notre promoteur : Mr Ikni .T.*

Mohamed



TABLE DES MATIERES

Introduction Générale	1
Chapitre I : Généralité sur les inondations	
Introduction	2
I.1. Les inondations	2
I.1.1. Définition	2
I.2. Caractérisation du phénomène d'inondation	3
I.2.1. la période de retour des crues	3
I.2.2. la hauteur et la durée de submersion	3
I.2.3. La vitesse du courant	3
I.3. Types d'inondation	3
I.3.1. Inondations directes (ou de plaine)	3
I.3.2. Inondations indirectes (ou par crues torrentielles)	4
I.3.3. Inondations stagnantes (ou par ruissellement)	5
I.3.4. Inondation par rupture d'embâcle	6
I.3.5. Inondation par remontées de nappe	7
I.4. Causes et conséquences des inondations	7
I.4.1. Les causes des inondations	7
I.4.1.1. les facteurs naturels	8
I.4.1.2. les facteurs anthropiques	8
I.4.2. conséquences des inondations	8
I.5. Recommandations de lutte contre les inondations	9
Conclusion	9
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	10
II.1. Situation géographique	10
II.2. Données naturelles du site	11

II.2.1. La topographie du site	11
II.2.2. Géologie du site	12
II.3. Situation climatique	13
II.3.1. Climat	13
II.3.2. La pluviométrie	13
II.3.3. Température	14
II.3.4. Humidité	15
II.3.5. Les vents	16
II.3.6. Evaporation.....	16
I.3.7. La neige et la grêle.....	17
I.3.8. La rosée et la gelée.....	17
I.4. Population	18
Conclusion.....	18

Chapitre III : Etudes hydrologiques

Introduction	19
III.1. Morphométrie	19
III.1.1. La surface	19
III.1.2. Le périmètre	19
III.1.3. Indice de compacité de Graveleuse	20
III.1.4. Le rectangle équivalent	20
III.1.5. Le relief	21
III.1.5.1. Courbe hypsométriques	21
III.1.5.2. Les altitudes caractéristiques	23
III.1.5.2.1. Altitude maximale (H_{max}) et altitude minimale (H_{min})	23
III.1.5.2.2. Altitude moyenne	23
III.1.5.2.3. Altitude médiane	24
III.1.5.3. Les indices	24
III.1.5.3.1. Indice de pente globale (I_g)	24
III.1.5.3.2. pente moyenne de bassin versant (I_m)	25

III.1.5.3.3. Dénivelée spécifique	25
III.2. Le réseau hydrographique	26
III.2.1. La densité de drainage	26
III.2.1.1. La pente moyenne du cours d'eau principale	27
III.2.1.2. Le temps de concentration	27
III.2.1.3. Vitesse moyenne de ruissellement	28
III.3. Analyse des données pluviométriques	30
III.3.1. Pluie moyenne annuelle	30
III.3.2. Pluies maximales journalières	30
III.3.3. Etude des précipitations maximales journalières	32
III.3.4. Choix de la loi d'ajustement	33
III.3.4.1. Vérification de l'homogénéité de la série	33
III.3.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	34
III.3.4.2.1. Procédé d'ajustement	34
III.3.4.2.2. Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL	35
III.3.4.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	36
III.3.4.3.1. Résultats de l'ajustement par la loi de GALTON	36
III.3.5. Calcul de l'intensité de pluie	39
III.4. Les apports	43
III.4.1. Apports liquides	43
III.4.1.1. Apport moyen interannuel	43
III.4.1.2. Caractéristique de l'écoulement	44
III.4.2. Evaluation des apports solides	47
III.5. Etude de crues	48
III.5.1. Application sur les bassins versants	48
III.5.1.1. Formule de MALLET-GAUTHIER	48
III.5.1.2. Formule de POSSENTI	49
III.5.1.3. Formule de Sokolovski	50
III.5.2. Hydrogrammes de crues	51
Conclusion	54

Chapitre IV : Etudes hydrauliques

Introduction	55
IV.1. Etude des variantes	55
IV.1.1. Variantes proposées pour l'étude	55
IV.1.2. Comparaison des variantes	56
IV.2. Calculs hydrauliques	57
IV.2.1. Dimensionnement des ouvrages	57
IV.2.2. Généralités	57
IV.2.2.1. L'écoulement à surface libre	57
IV.2.2.2. Les canaux à ciel ouvert	58
IV.2.2.3. Les différents types de canaux	58
IV.2.2.4. Types d'écoulements	58
IV.2.3. Dimensionnement des canaux	58
IV.2.4. Détermination de coefficient de Chézy	59
IV.2.5. Les paramètres géométriques	60
IV.2.5.1. Le choix de la section de meilleure conductivité	60
IV.2.5.2. Calcul du rayon hydraulique maximal	61
IV.2.5.3. Calcul de la profondeur normal	61
IV.2.5.4. Calcul de la profondeur critique	62
IV.2.5.5. Calcul d'énergie spécifique	63
IV.2.5.6. Nombre de Froude	63
IV.2.6. Calcul de la pente critique	63
IV.2.7. Calcul de ligne d'eau	63
IV.2.7.1. Equation de la ligne d'eau	63
IV.2.7.2. Différentes formes de courbes de remous	64
IV.2.8. Calcul des paramètres de courbure du canal	65
IV.2.9. Raccordement des canaux	65
IV.2.10. Définition du logiciel utilisé	65

IV.2.10.1. Principe de fonctionnement du logiciel	66
IV.3. Calcul des aménagements	66
IV.3.1. Débit maximum de crue	66
IV.3.2. Dimensionnement des aménagements	66
IV.3.2.1 Calcul de la pente critique des tronçons	67
IV.3.2.2. Calcul du tronçon A-B	67
IV.3.2.3. Calcul du Tronçon B-C	68
IV.3.2.4. Calcul du Tronçon C-D	69
IV.3.2.5. Calcul du Tronçon D-E	70
IV.3.2.6. Calcul du Tronçon E-F	71
IV.3.2.7. Calcul de l'élévation de courbure	72
IV.3.3. Calcul et tracé du linge d'eau	73
Conclusion	74
Conclusion Générale	75

Liste des tableaux

Tableau	Désignation	Page
Tableau (II.1)	Répartition mensuelle des précipitations de la station Arib (1980_2011) (Source ANRH).	13
Tableau (II.2)	Les mesures de la station d'Ain-Defla (1972_2002) (Source ANRH).	14
Tableau (II.3)	Humidité relative moyenne.	15
Tableau (II.4)	Vitesse moyenne du vent en m/s.	16
Tableau (II.5)	Répartition mensuelle de l'évaporation (Source Barrage Ghrib (1978_2002)).	16
Tableau (II.6)	Répartition de la population par sexe au 31/12/2012(Extrait de la monographie de la wilaya d'Ain-Defla).	18
Tableau (III.1)	Les paramètres morphométries de bassin versant.	21
Tableau (III.2)	Calcul des surfaces cumulées.	22
Tableau (III.3)	Détermination des altitudes.	24
Tableau (III.4)	Les temps de concentration.	28
Tableau (III.5)	Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant.	29
Tableau (III.6)	Caractéristiques des stations pluviométriques.	30
Tableau (III.7)	Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station d'El-Abadia,	31
Tableau (III.8)	Caractéristiques de la série avec N=27ans.	32
Tableau (III.9)	Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	33
Tableau (III.10)	Caractéristiques de l'échantillon.	35
Tableau (III.11)	Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON.	36
Tableau (III.12)	Caractéristiques de l'échantillon.	37
Tableau (III.13)	Pluies et intensités maximales de durée t(h) et les périodes de retour (pdr).	38
Tableau (III.14)	Récapitulatif des résultats.	41
Tableau (III.15)	les caractéristiques d'écoulement.	44
Tableau (III.16)	Les apports solides.	46
Tableau (III.17)	Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).	47
Tableau (III.18)	Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de POSSENTI).	49
Tableau (III.19)	Valeur de α en fonction de la fréquence.	49

Tableau (III.20)	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (formule de SOKOLOVSKY).	50
Tableau (III.21)	Débits fréquentielles calculés.	51
Tableau (III.22)	Débits de crues de différentes périodes de retour (m ³ /s).	51
Tableau (IV.1)	Avantages et inconvénients des différents types d'aménagement.	53
Tableau (IV.2)	Paramètres géométriques d'une section trapézoïdale.	61
Tableau (IV.3)	Débits de crues de projet pour différentes périodes de retour.	66
Tableau (IV.4)	Paramètre de calcul de la pente critique.	67
Tableau (IV.5)	Donnée pour le premier tronçon.	67
Tableau (IV.6)	Récapitulation des paramètres hydrauliques du tronçon A-B.	68
Tableau (IV.7)	Donnée pour le deuxième tronçon.	68
Tableau (IV.8)	Récapitulation des paramètres hydrauliques du tronçon B-C.	69
Tableau (IV.9)	Donnée pour le troisième tronçon.	69
Tableau (IV.10)	Récapitulation des paramètres hydrauliques du tronçon C-D.	70
Tableau (IV.11)	Donnée pour le quatrième tronçon.	70
Tableau (IV.12)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon D-E.	71
Tableau (IV.13)	Donnée pour le cinquième tronçon.	71
Tableau (IV.14)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon E-F.	72
Tableau (IV.15)	Caractéristique de la ligne d'eau.	73

Liste des symboles

k_c : Indice de Graveleuse.

S : Surface. en (km^2)

P : Périmètre. (km)

L : La longueur de rectangle équivalent. en (km)

l : La largeur de rectangle équivalent. en (km)

I_g : Indice de pente globale.

I_m : Indice de pente moyenne.

H_{\max} : Altitude maximale du bassin. en (m)

H_{\min} : Altitude minimale (H_{\min}). (m)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin. (m)

S_T : Superficie totale du bassin versant.

D : Dénivelée. (m)

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3,..., n (m).

D_S : Dénivelée spécifique.

D_d : Densité de drainages (km/km^2).

L_i : Longueur de cours d'eau (km).

P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau (m/m).

ΔH : Dénivellation entre deux points suffisamment distance $H_{5\%}-H_{95\%}$ (m).

ΔL : Longueur du cours d'eau principale (m).

T_c : Temps de concentration (heure).

L_p : Longueur du talweg principale en (km).

$H_{\text{moy}} - H_{\min}$: Respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en (m).

I_g : Indice de pente globale.

V_r : Vitesse moyenne de ruissellement (km/h).

$F(x)$: Fréquence au non dépassement de la valeur de x .

$1/a$: La pente de la droite de GUMBEL.

y : Variable réduite de GUMBEL.

x : Précipitation maximale journalière en (mm).

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm).

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observation.

T : Période de retour par (ans).

u : Variable réduite de GAUSS.

C_v : Coefficient de variation.

C_s : Coefficient d'asymétrie.

C_k : Coefficient d'aplatissement.

P_{ct} : Pluie de courte durée (mm).

t : Durée de l'averse.

b : Exposant climatique.

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

$I_{\max,t,p\%}$: Intensité maximale (mm/h).

A_0 : Apport interannuel des apports liquide.(Mm³)

t : Durée de l'averse.

I : L'intensité maximale de période t (h).

$I_{\max,t,p\%}$: Intensité maximale (mm/h).

M_0 : Module de l'écoulement relatif ou spécifique (l/s/km²).

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

C_e : Coefficient de l'écoulement.

E_s : Taux d'abrasion ($t/km^2/an$).

V_s : Volume des sédiments. (Mm^3).

γ : Poids spécifique moyen des sédiments. en (t/m^3).

$Q_{maxp\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin.

$P_{max,j\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée. (mm).

μ : Coefficient compris entre 700 – 800.

H_0 : Pertes initiales en (mm).

$X_{p\%t_c}$: Précipitation en mm , de probabilité $p\%$ correspondant a un temps T_c . en (mm)

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée.

F : Coefficient de forme de la crue.

T_d : Temps de décrue. (h)

T_b : Temps de base. (h)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant.

V : Vitesse moyenne (m/s).

Q : Débit (m^3/s).

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

S_m : Section mouille (m^2).

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente de fond du canal (mm).

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

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente de fond du canal (mm).

B : Largeur supérieur du canal (m).

b : Largeur inférieur du canal (m).

m : Fruit de talus.

h_{cr} : Profondeur critique (m).

g : l'accélération gravitaire prise égale 9,81.en (m^2/s).

h : hauteur d'eau (m).

F_r : Froude.

E_s : Energie spécifique.

I_{cr} : Pente critique.

J_f : Pente de fond.

R : Rayon de courbure (m).

L : Longueur du raccordement (m).

b_2, b_1 : Largeur du premier et deuxième tronçon (m).

β : Angle du divergent, en degrés.

Liste des figures

Liste des figures

Figures	Disignation	page
Figure(I.1)	Débordement directe ou de plaine.	4
Figure(I.2)	Remontée des eaux dans les réseaux d'assainissement ou des nappes dans des points bas localisés.	5
Figure(I.3)	Stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement en secteur urbain (Bâb El Oued).	6
Figure(I.4)	Inondation par remontée de nappe phréatique.	7
Figure(II.1)	La zone d'étude sur l'extrait Google.	11
Figure(II.2)	Carte géologique détaille de la zone d'El-Abadia (source ANRH Blida).	12
Figure(II.3)	Courbe des précipitations moyennes mensuelles de la station Arib (1980_2011), (source ANRH).	14
Figure(II.4)	Courbe des moyennes mensuelles des températures de la station Ain Defla pour la période (1972_2002) (Source ANRH).	15
Figure(II.5)	Courbe de moyenne mensuelle de l'évaporation (Source : Barrage Ghrib 1978_2002).	17
Figure(III.1)	Courbe hypsométrique.	23
Figure(III.2)	Ajustement avec la loi Gumbel.	38
Figure(III.3)	Ajustement avec la loi log-normal.	39
Figure(III.4)	Courbes de pluies fréquentielles.	42
Figure(III.5)	Courbes intensité pour différentes durée et fréquence.	42
Figure(III.6)	Hydrogrammes de crues.	54
Figure(IV.1)	Représentation de la ligne d'eaux et de la ligne de charge.	64
Figure(IV.2)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon A-B.	67
Figure(IV.3)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon B-C.	68
Figure(IV.4)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon C-D.	69
Figure(IV.5)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon D-E.	70
Figure(IV.6)	Caractéristiques hydrauliques du tronçon E-F.	71
Figure(IV.7)	La courbure de rayon minimale dans le canal.	72
Figure(IV.8)	Schéma de la ligne d'eau.	73

Introduction générale

Les inondations ont à leur origine des événements météorologiques-hydrologiques qui, à cause de leur nature stochastique, sont très difficiles à prévoir quant à leur période de retour et leur intensité. Elles sont d'autant plus à redouter lorsqu'elles se produisent en ville, là où se situe une forte concentration des activités humaines.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

La commune d'El-Abadia (W. Ain-Defla) est soumise à chaque événement pluvial à des inondations. L'agglomération se trouvant au pied de la montagne, l'écoulement superficiel venant dans le sens de cette dernière, provoque à chaque fois des dégâts au niveau des habitations.

Les travaux principaux à réaliser dans le cadre de cette étude consiste en premier lieu à la collecte des informations et données officielles émanant des différents établissements publics concernés (ANRH, ...) et autres sources non vérifiées provenant de personnes âgées natives de la région.

La reconnaissance détaillée de la zone concernée à travers les levées topographiques et les états des lieux, on passe aux seconds lieux aux dépouillements et l'analyse des données de base.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues qui sont calculés par une étude hydrologique qui consistera particulièrement :

- Recueil et analyse de données d'observation.
- Traitement et analyse statistique des données.
- Détermination des différents paramètres relatifs aux bassins versant étudiés.
- Statistiques des pluies maximales journalières de différentes fréquences).

Sur la base des résultats obtenus (étude hydrologique) et après le choix de la variante optimale, le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse), donc les ouvrages d'évacuation doivent satisfaire les conditions d'évacuation rapide et continue de toute la quantité des eaux, dont le but d'assurer une protection contre l'inondation.

Pour notre travail nous avons pris comme région d'étude la commune d'El-Abadia qui date de la période coloniale et qui est toujours en voie d'extension. Elle est touchée par ce phénomène d'inondation de type torrentiel qui est due à des fortes pluies ou des orages violents.

Introduction

Les inondations sont un phénomène trop fréquent dans le monde et presque tous les continents ont ces zones qui sont sujettes aux inondations. Les inondations ne vont pas seulement ravager les villages sous-développés et les pays mais menacent les villes et les maisons partout dans le monde développé aussi.

Dans certaines régions, les inondations représentent un risque constant au cours de la saison des pluies, en particulier pour les logements construits sur une plaine d'inondation. Il s'agit d'un problème mondial.

Les eaux de surface issues d'un bassin versant se concentrent dans le réseau hydrographique, sous certaines conditions météorologiques ou hydrologiques, peuvent se submerger ou contourner les ponts, emporter des ouvrages de franchissement et transporter ou déposer des matériaux dans le lit principal. Les eaux peuvent également déborder dans la zone inondable et emporter des habitations, des usines et des routes dans cette zone. Outre les dégâts engendrés le long du lit principal, les eaux de crue érodent aussi des terres végétales de qualité. Enfin, pire que tout, se sont une menace pour la vie humaine.

I.1. Les inondations

I.1.1. Définition

Les inondations provoquées par les crues, c'est-à-dire une augmentation du débit du cours d'eau, lorsque ce débit ne peut plus transiter dans le seul lit mineur, lieu des écoulements ordinaire. Une crue se caractérise par son hydro gramme, graphique qui représente les variations de débit en un point en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de ce hydro gramme qui est appelé crues, la partie descendante étant la décrue. Parfois, on désigne par "la crue " l'épisode complet de crues et décrue ce qui sembler être en opposition avec la définition même de mot.

Une crue se définit par différentes critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son "débit de pointe" et son volume [4].

I.2. Caractérisation du phénomène d'inondation

Le phénomène d'inondation est caractérisé par quatre paramètres :

I.2.1. La période de retour des crues

La crue correspondant à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau, plus cette période est grande plus les débits et l'intensité sont importants on distingue par ordre croissant.

- Crue fréquente : une crue de période de retour inférieur à 2 ans.
- Crue moyenne : une crue de période de retour de 2 à 10 ans.
- Crue rare : une crue de période de retour de 10 à 100 ans.
- Crue exceptionnelle : au-delà de 100 ans.

I.2.2. La hauteur et la durée de submersion

La hauteur et la durée de submersion peuvent avoir un impact important sur les bâtisses et les personnes notamment lorsqu'elles dépassant la cote de référence qui est d'ordre de 1 mètre pour la hauteur et 24 à 48 heures pour la durée.

I.2.3. La vitesse du courant

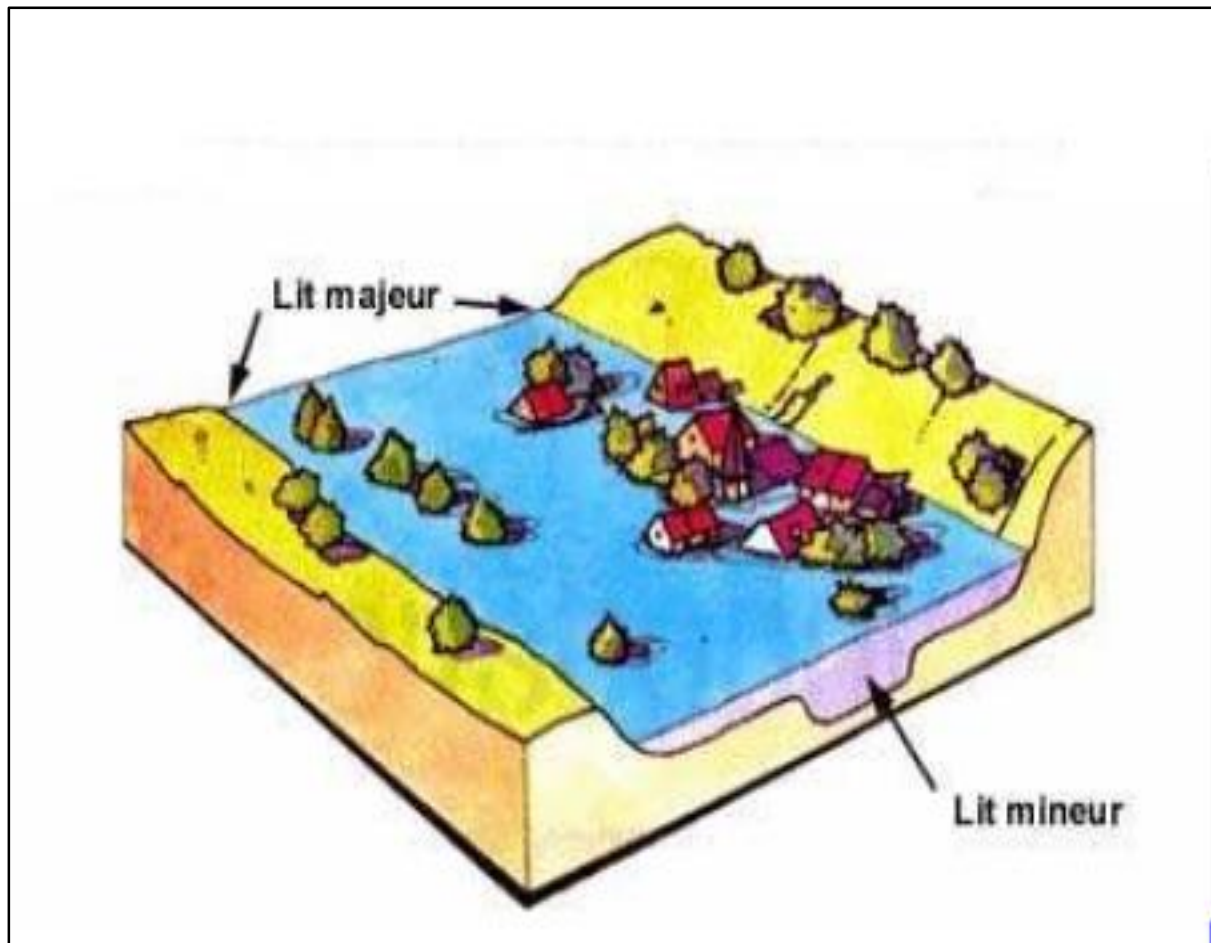
La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité, elle peut atteindre plusieurs mètres par seconde, la dangerosité de l'écoulement dépend du couple hauteur/vitesse.

A titre d'exemple, à partir de 0.50 m/s la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme [5].

I.3. Types d'inondation

I.3.1. Inondations directes (ou de plaine)

la crue du cours d'eau est lente et progressive (quelques centimètres par heure) provenant de précipitations par intermittence durant plusieurs heures qui finissent par saturer les sols qui ne peuvent donc plus accueillir la moindre précipitation.

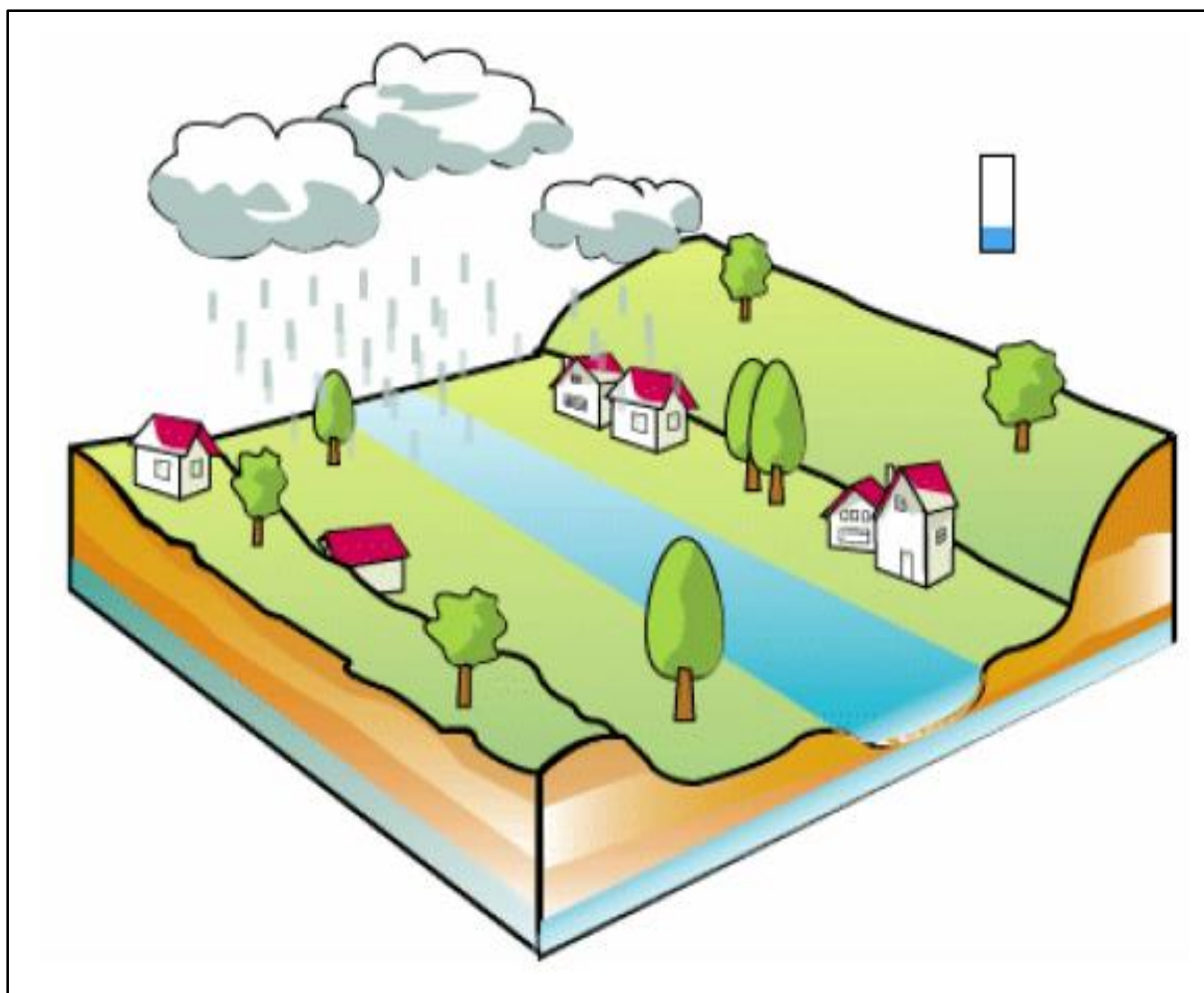


Figure(I.1) Débordement directe ou de plaine.

I.3.2. Inondations indirectes (ou par crues torrentielles)

Elles sont issues d'un ou de plusieurs violents orages provoquant une brusque montée des eaux ; dont les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales et les réseaux d'assainissement.

La remontée des nappes amène elles aussi à cette catastrophe. Cet événement apparaît lorsque l'eau dans la nappe est déjà inhabituellement à un niveau supérieur à sa moyenne, dû éventuellement aux pluies. Cette période, appelée l'étiage, superposée à de nouveaux éléments pluvieux exceptionnels, donnent l'augmentation du niveau de la nappe qui finit par submerger la surface du sol. On assiste alors à une saturation de la zone, c'est l'inondation par remontée des nappes [4].



Figure(I.2) Remontée des eaux dans les réseaux d'assainissement ou des nappes dans des points bas localisés.

I.3.3. Inondations stagnantes (ou par ruissellement)

Elles peuvent concerner les zones de stagnation des eaux de pluie, en particulier en zone urbaine, où l'état et la capacité du réseau d'évacuation pluviale sont souvent le facteur déterminant des inondations des quartiers les plus bas ; les zones de dépression qui ne peuvent offrir aux eaux de pluie d'autre exutoire que l'infiltration dans le sous-sol ou l'évaporation ; celles-ci peuvent se trouver inondées sans qu'il existe de relation avec un cours d'eau. Il en est de même pour les zones à pente très faible (cas bien souvent, des zones littorales) où l'évacuation ne peut se faire que très lentement.



Figure (I.3) Stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement en secteur urbain (Bâb El Oued).

I.3.4. Inondation par rupture d'embâcle

Elle consiste en l'obstruction d'un cours d'eau par la constitution d'une digue naturelle entraînant une retenue d'eau importante. La digue peut être constituée soit par des éléments solides arrachés à l'amont et charriés par le cours d'eau, soit par l'obstruction du cours d'eau provoquée par un glissement de terrain. La lame déversant et l'affouillement de la masse obstruant le cours d'eau provoquent la rupture brutale de la digue ainsi que la propagation d'une onde de crue destructrice, onde de crue d'autant plus importante que le volume de la retenue et la hauteur de la digue avant sa rupture étaient importants.

I.3.5. Inondation par remontées de nappe

Elles correspondent à une inondation par débordement indirect, elles se manifestent par la remontée de la nappe phréatique et affluant en surface et/ou par l'intrusion de l'eau dans les différents réseaux d'assainissement, ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés et peut perdurer [4].



Figure (I.4) Inondation par remontée de nappe phréatique.

I.4. Causes et conséquences des inondations

I.4.1. Les causes des inondations

Les risques d'inondation sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est le produit de la concomitance de facteurs naturels et anthropiques [8].

I.4.1.1. Les facteurs naturels

- Les pluies, les pentes.
- Lithologie et morphométrie des bassins versant.
- Couvert végétale et morphologie de lit.

I.4.1.2. Les facteurs anthropiques

- Urbanisation sauvage favorisé par des constructions sur les lits d'oueds.
- Déforestation.
- Absence de curage des oueds.
- Absence d'entretien d'avaloirs et les fossés le long des routes.
- Absence d'endiguement des oueds notamment dans les zones urbanisées.
- Lâchers effectués à partir des barrages pour préserver l'ouvrage.

I.4.2. Conséquences des inondations

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

- La mise en danger des personnes survient surtout lorsque les délais d'évacuation sont trop courts ou inexistant pour des crues rapides ou torrentielles sans exclure les crues de plaines. Dans les espaces urbanisés (constructions au bord d'oueds) la population exposée peut être très importante. Le danger se traduit par le risque d'être emporté ou noyé mais aussi par l'isolement sur des îlots coupés de tout accès, généralement les hauteurs d'eau supérieures à 1 mètre ou des vitesses de plus de 0.50 m/s sont dangereuses pour l'homme.
- L'interruption des communications se manifeste par la coupure des routes et des voies.
- Ferrées, la perturbation des réseaux enterrés ou de surface.
- Les dommages aux biens et aux activités révèlent différentes formes. Ils touchent essentiellement les biens mobiliers et immobiliers. À côté des dommages évidents (habitats, pertes agricoles, machines endommagées), d'autres sont souvent peu connus (infrastructures d'équipement, impossibilité d'être ravitaillé, chômage technique, perte d'activité). mais aussi les activités agricoles sont généralement les plus touchées, par l'endommagement des ouvrages, les pertes agricoles...etc.

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

I.5. Recommandations de lutte contre les inondations

Des mesures très importantes pour contrôler les inondations ont été prises depuis longtemps dans divers pays. Le reboisement, la levée du bord des cours d'eau, la construction de digues de barrages, de réservoirs et de canaux d'inondation servent à contenir ou détourner les cours d'eau. Ainsi, l'homme cherche à se protéger des inondations.

Les barrages sont utilisés depuis longtemps comme réservoirs d'eau pour l'irrigation ou pour produire de l'énergie mais l'homme les utilise aussi pour le contrôle des inondations. Ainsi pour contrôler les crues, il construit des groupes coordonnés de barrages et de réservoirs sur la partie supérieure des cours d'eau qui se jettent dans les rivières principales. L'eau est retenue par les barrages pendant les périodes de ruissellement intense. Après, cette eau peut être libérée pour régler le débit de la rivière et répondre aux besoins en eau ou en électricité.

L'homme construit de canaux d'inondation sur les parties inférieures des rivières pour détourner les eaux d'inondation. Cela élargit le lit des rivières à certains endroits où la rivière peu déborder. Choisir l'inondation de certaines zones empêche celle d'autres zones. Les Égyptiens ont utilisé cette technique dans la vallée du Nil pendant des milliers d'années [4].

Conclusion

La problématique des inondations est particulièrement complexe à gérer. Elle exige une implication de nombreux acteurs aux intérêts souvent divergents sur l'ensemble du bassin versant.

Elle suppose également une implication courageuse des décideurs et particulièrement des élus locaux en ce qui concerne l'aménagement ou non de leur territoire.

En effet, la gestion du risque d'inondation passe obligatoirement par la réduction de la vulnérabilité des biens et des personnes.

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet de protection, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités, touchant en particulier la protection que ce soit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres d'hydrologique.

Donc le relief du centre est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de la protection.

II.1. Situation géographique

La zone d'étude (Oued Boukali) est localisée dans la commune d'El-Abadia, qui est situé à l'Ouest du chef-lieu de la wilaya d'Ain-Defla. Elle est localisée sur la carte d'état-major de Ain-Defla N°83, échelle 1/50000 dont les coordonnées Lambert sont :

$X = 439.65 \text{ Km.}$

$Y = 335.55 \text{ Km.}$

$Z = 280 \text{ m.}$

La commune d'El-Abadia est située à 30 km environ dans la côte Nord-Ouest de la wilaya d'Ain-Defla. Elle est limité par :

- La commune de Tachta et Beni Haoua au nord.
- La commune d'El Attaf et Oued El Foda au sud.
- La commune d'Ain Bouyahia à l'Est.
- La commune de Beni Rached à l'Ouest.

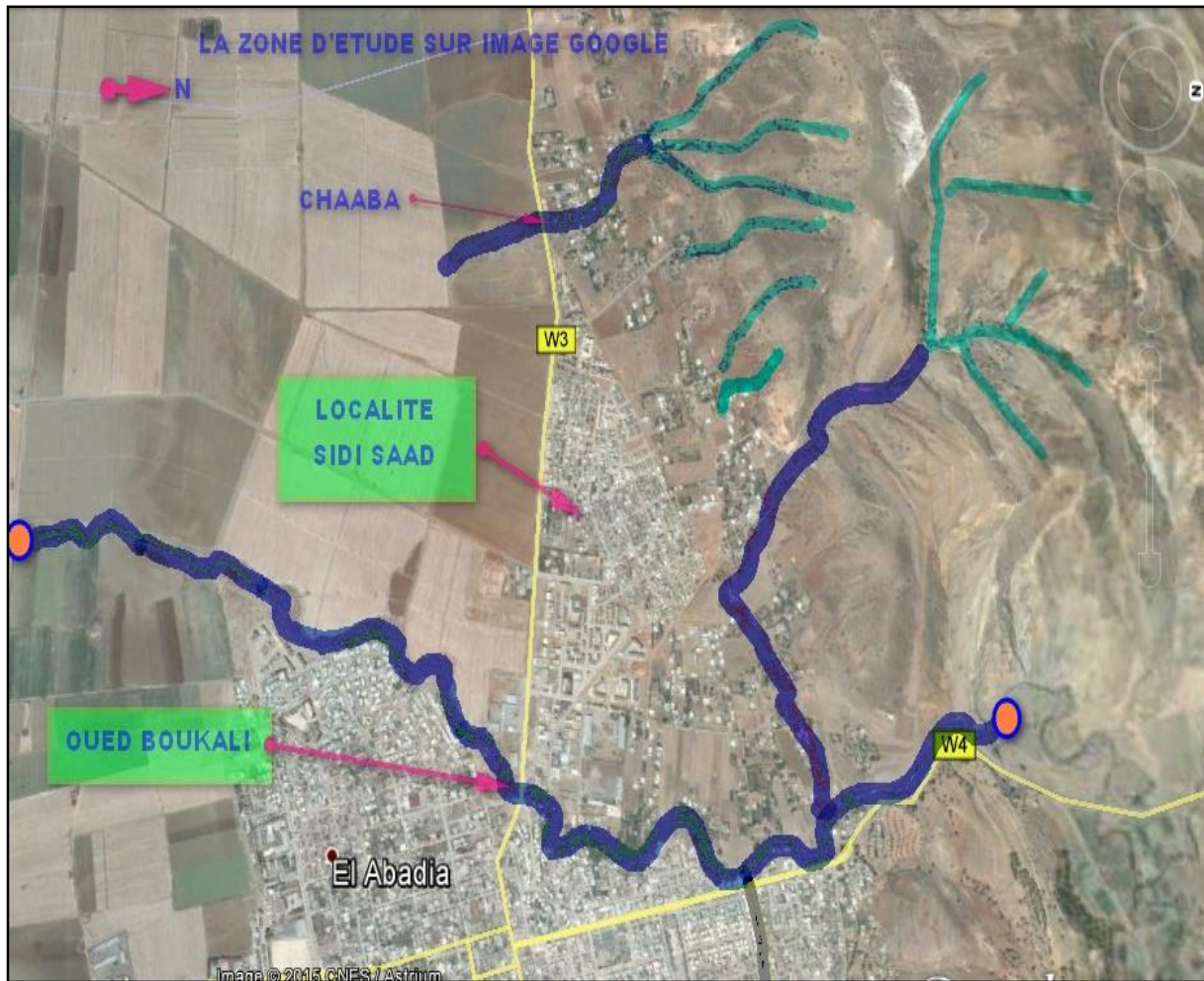


Figure (II.1) La zone d'étude sur l'extrait Google.

II.2. Données naturelles du site

II.2.1. La topographie du site

Notre site est pratiquement plat contrairement au côté Nord où la pente est raide. Le relief d'El-Abadia favorise surtout l'écoulement pluvial par simple gravité ou la collecte de ces débits nécessite des petits ouvrages de drainage. La ville d'El-Abadia présente des reliefs uniformes avec une pente variant de 0,3 à 5.5%, dont les altitudes varient de 70 à 110 m.

II.2.2. Géologie du site

Les Oueds Boukali, bien moins importants, prennent leur source dans le massif crétacé, coulent sensiblement du Nord au Sud, traversent la zone dénudée miocène et se jettent dans le Chélif dans la partie comprise dans la plaine de El-Abadia.

Sur le flanc Sud du Kef, au coude de l'Oued Boukali, on peut observer, dans le lit même de la rivière, les marnes helvétiques surmontées d'environ 20 mètres de grès, lesquels sont immédiatement recouverts par les marnes sahéliennes fossilifères. Ces grès du Kef forment un léger synclinal sous la rivière et viennent affleurer de nouveau auprès du-marabout Sidi-Ali-Moussa pour disparaître ensuite au Sud sous le Sahélien. Ces grès ont plus de 100 mètres de puissance au sommet du Kef, environ 60 à 70 mètres auprès du marabout et 20 mètres seulement dans l'intervalle. Cet intervalle est, d'ailleurs, occupé par le Sahélien et l'on ne pourrait expliquer cette variation si grande sur un si petit espace par un phénomène d'étirement. Il faut donc bien admettre là, encore, érosion et par suite, discordance.

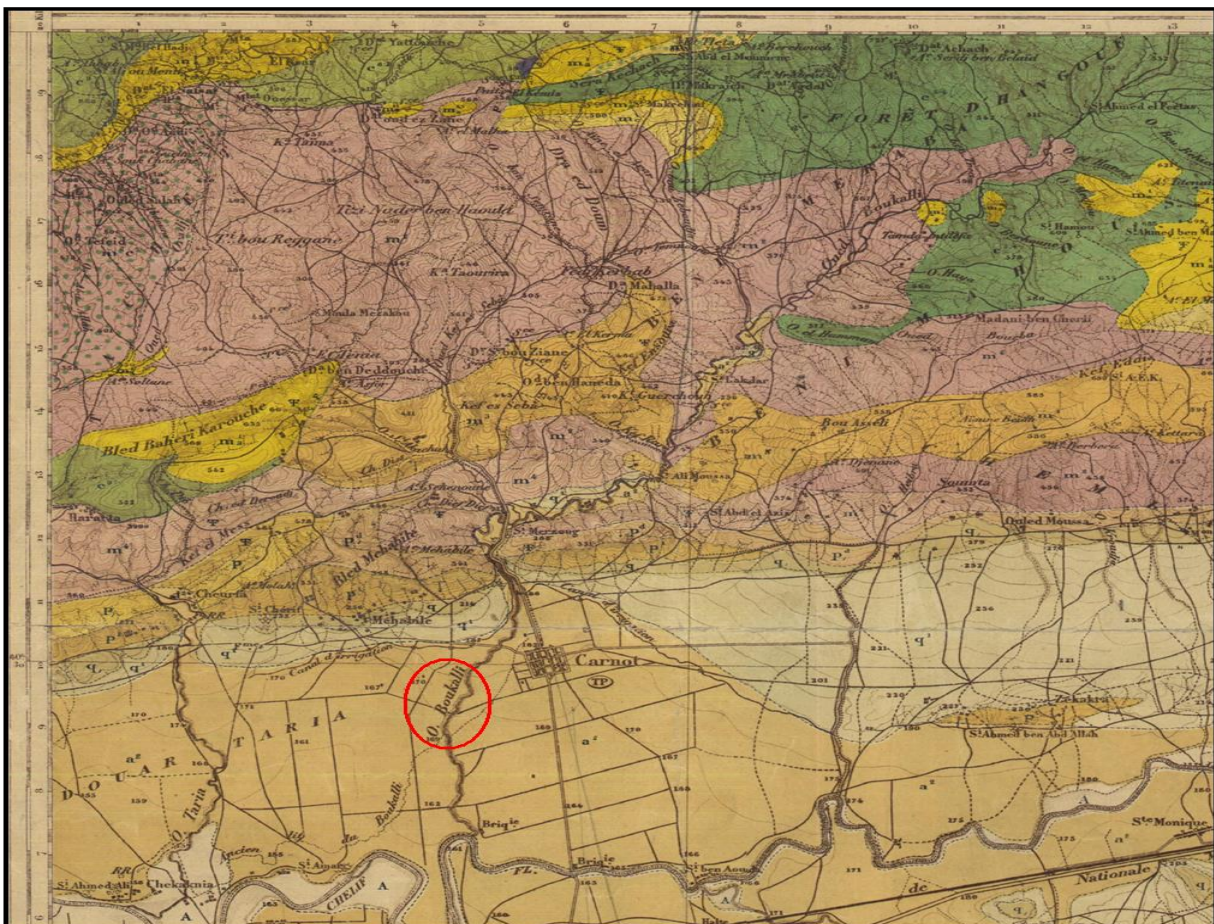


Figure (II.2) Carte géologique détaillée de la zone d'El-Abadia (source ANRH Blida).

II.3. Situation climatique

L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

II.3.1. Climat

De par sa situation géographique, le climat d'El-Abadia géographique, est de type méditerranéen. Une saison sèche de Mai à Septembre et d'une saison humide d'Octobre à Avril.

II.3.2. La pluviométrie

On fait la répartition mensuelle des pluies à l'aide de la station Arib-Abda qui est situé au milieu du bassin versant et qui compte à son actif 27 ans d'observation avec interruption de quatre ans (1983, 1995, 1996, 2011) et dont la pluie moyenne annuelle est de (482.66mm).

Tableau (II.1) Répartition mensuelle des précipitations de la station Arib (1980_2011)

(Source ANRH).

mois	Sept	Oct	nov	Dec	janv	fer	mar	avr	Mai	Juin	juil	Aout	somme
P(mm)	16,23	35	69,5	79,3	71,8	71	56,1	44	27,4	5,5	1,6	4,74	482,7
P%	3,36	7,3	14,4	16,4	14,9	14,7	11,7	9,1	5,69	1,1	0,3	4,74	100

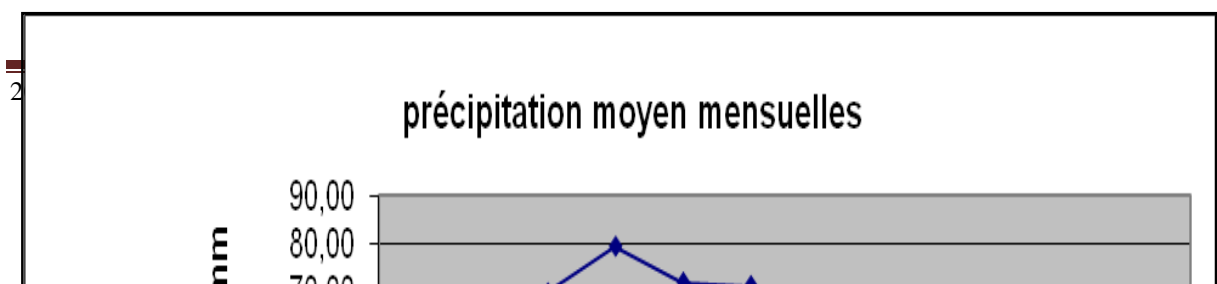


Figure (II.3) Courbe des précipitations moyennes mensuelles de la station Arib (1980_2011),
(source ANRH).

II.3.3. Température

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud. Les mois les plus froids sont janvier, février et décembre. Les mois les plus chauds sont juin, juillet et août.

La température moyenne du bassin d'El-Abadia a été déterminée suivant les mesures faites dans la station de « Ain-Defla ». Elle est représentée dans le tableau suivant :

Tableau (II.2) Les mesures de la station de Ain-Defla (1972_2002) (Source ANRH).

Stat	Alt(m)	T°©	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Ain defla	278	max	31	15	18	15	14	15	17,8	12,8	25,7	32	36	38
		min	19	10,6	10	5	4,4	6,2	7,9	10	11	19	23	20,6
		moy	25	12,8	14	10	9,2	10,6	12,8	15,8	18,3	25,5	29,5	29,3

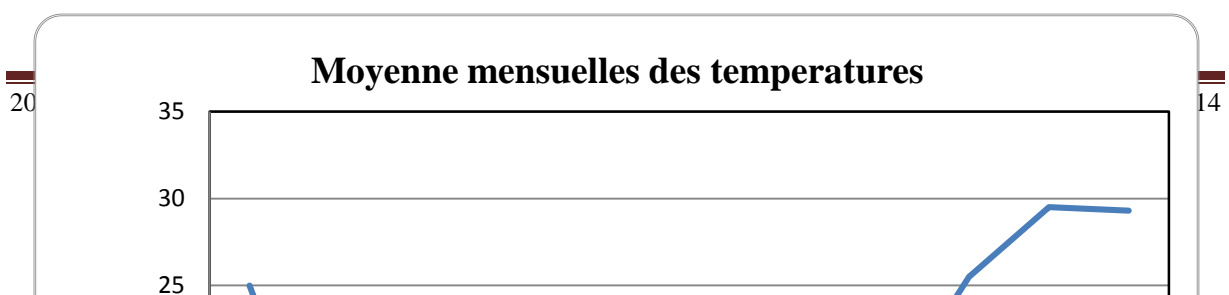


Figure (II.4) Courbe des moyennes mensuelles des températures de la station Ain-Defla pour la période (1972_2002) (Source ANRH).

II.3.4. Humidité

L'humidité de l'air est donnée par le tableau (II.3) :

Tableau (II.3) Humidité relative moyenne.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil.	Août
Humidité relative moyenne (%)	3.61	3.52	3.76	3.72	3.29	3.75	3.38	3.96	3.65	3.85	3.61	3.65

L'humidité relative moyenne est de 3.64%. Elle présente un maximum en décembre (3.72 %) et un minimum en juillet (3.61 %).

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année soit du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment.

La période qui coïncide avec les fortes températures, l'humidité ne s'abaisse pas en dessous de 39 %.

II.3.5. Les vents

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, D'après le tableau (II.4), on constate que les vitesses son plus ou moins stable.

Tableau (II.4) Vitesse moyenne du vent en m/s.

mois	sep	oct	nov	de	jan	fev	mars	avr	mai	jui	juil	aou
V (m /s)	2.8	3.2	3.5	3.5	3.1	3.2	3.1	3.0	2.9	2.7	2.9	2.9

II.3.6. Evaporation

L'évaporation est déterminée à partir des mesures faites au niveau du barrage Ghrib moyennant les bacs Colorado parce que l'évaporation est liée aux paramètres température et altitude. Les résultats sont dressés dans le tableau (II.5) :

Tableau (II.5) Répartition mensuelle de l'évaporation (Source Barrage Ghrib (1978_2002)).

Mois	Se p	Oc t	No v	De c	Ja n	Fer r	Ma r	Av r	Mai	Juin	Juil	Aou t	total
E(m/m)	14 2	82	42	33	28	34	58	79	115	155	112	195	107 5
E(%)	13	7,6	4,5	3,1	2,6	3,1 4	5,4	7,3	10, 6	14, 3	10, 5	18	100



Figure (II.5) Courbe de moyenne mensuelle de l'évaporation (Source : Barrage Ghrib 1978_2002).

L'évaporation annuelle est de 1082 mm, qui représente plus de 224 % des précipitations annuelles. Elle est importante en période d'été, période durant laquelle les températures sont élevées.

I.3.7. La neige et la grêle

Les chutes de neige est de 10 à 15 jours en moyenne, alors que la grêle est faible durant toute l'année.

I.3.8. La rosée et la gelée

Ce phénomène se produit en contact direct avec un objet froid qui peut être le sol, et ce pour deux raisons :

- ✓ Le refroidissement du sol par rayonnement.
- ✓ L'arrivée d'une masse d'air plus humide sur un sol froid.

Si le substrat a une température supérieure à 0°C, il se dispose de la rosée.

Si la température est inférieure à 0°C, il se dispose de la gelée blanche ou de givre.

Parfois la rosée commence au début de la nuit et il gèle ensuite. On obtient alors du verglas pelliculaire. Les précipitations dans ce cas sont dites occultes (secrètes), c'est pourquoi l'estimation et la quantification des apports en eau est difficile. Nous rappelons que la gelée est présente du mois d'octobre jusqu'au mois de juin, ce qui constitue un véritable danger pour les cultures qu'elle compromet parfois à 100%.

I.4. Population

La population de la commune El-Abadia est la plus importante dans la wilaya d'Ain-Defla avec : 44742 hab. Le tableau suivant donne la répartition de la population par sexe au 31/12/2012.

Tableau (II.6) Répartition de la population par sexe au 31/12/2012 (Extrait de la monographie de la wilaya d'Ain-Defla).

Commune	Superficie (km ²)	Population au 31/12/2012			Poids par commune	Densité (hab. /km ²)
		Masculin	féminin	total		
El-Abadia	105,41	22781	21961	44742	El-Abadia	105,41

Conclusion

Après la définition des données concernant notre agglomération du point de vue géographique, topographique, climatologique, et démographique, nous procédons à élaborer une étude qui consiste à aménager l'Oued Boukali de la ville d'El-Abadia pour protéger l'agglomération de la ville contre les inondations en temps de crues.

Introduction

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois états : gazeux, liquide et solide ; l'une de ses branches principales est consacrée à l'analyse du débit des crues d'eau.

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables dès le début de la mise sur pied des projets d'usines hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation et de navigation fluviale. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une saine évaluation, non seulement des débits disponibles en moyenne, mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage).

L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.

III.1. Morphométrie

Les caractéristiques morpho métriques sont calculées à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50000.

III.1.1. La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport ; volume de précipitation ou infiltration). Elle est déterminée par le logiciel AUTOCAD sur la carte topographique.

III.1.2. Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin versant réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

III.1.3. Indice de compacité de Graveleuse

Indice de Graveleuse « K_C » appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin, il nous permet de faire une transformation purement géométrique en un rectangle équivalent du bassin versant de longueur L et de largeur l .

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

(III.1)

Avec :

P : périmètre du bassin versant en Km.

$$P = 2(L + l) \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

S : surface du bassin versant en Km^2 .

$$S = L \times l \dots\dots\dots \text{(III.3)}$$

En fonction de K_C les bassins versant sont classés comme suit :

$K_C = 1$ Bassin versant circulaire.

$K_C = 1,2$ Bassin versant carré.

$K_C < 1,2$ Bassin versant rectangulaire ou allongé.

III.1.4. Le rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur $\{L\}$ et la largeur $\{l\}$ définit respectivement. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128^2}{K_C} \right)} \right) \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128^2}{K_C} \right)} \right) \dots \dots \dots (III.5)$$

Le résultat des paramètres morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.1) Les paramètres morphométriques de bassin versant.

Paramètres	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	K _C	L (Km)	l (Km)
Bassin versant	60,934	31,428	1,13	8,285	7,355

III.1.5. Le relief

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologique varient avec l'altitude et la morphologie du bassin, en outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement, le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivant :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques
- L'indice de pente globale I_g.
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m.
- Dénivelée spécifique.

III.1.5.1. Courbe hypsométriques

Le processus météorologique et le phénomène de ruissellement étant affectés par le relief, il est important de tracer la courbe hypsométrique.

Cette courbe est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses section d'un seul bassin.

Le tableau (III.2) suivant expose explicitement les résultats des mesures effectuées sur la carte topographique :

Tableau (III.2) Calcul des surfaces cumulées.

Altitude (H) (m)	Altitude Moyenne (m)	Surfaces Partielles (km ²)	Surfaces Partielles (%)	Surfaces Cumulées (km ²)	Surfaces Cumulées (%)
849-800	824.5	0.78	1.34	0.78	1.34
800-700	750	1.82	3.15	2.60	4.49
700-600	650	8.48	14.68	11.08	19.17
600-500	550	11.03	19.08	22.11	38.25
500-400	450	14.03	24.28	36.14	62.53
400-300	350	14.80	25.60	50.94	88.13
300-200	250	6.16	10.66	57.10	98.79
200-177	188.5	3.83	1.21	60.93	100.00

$$\sum S = 60.93$$

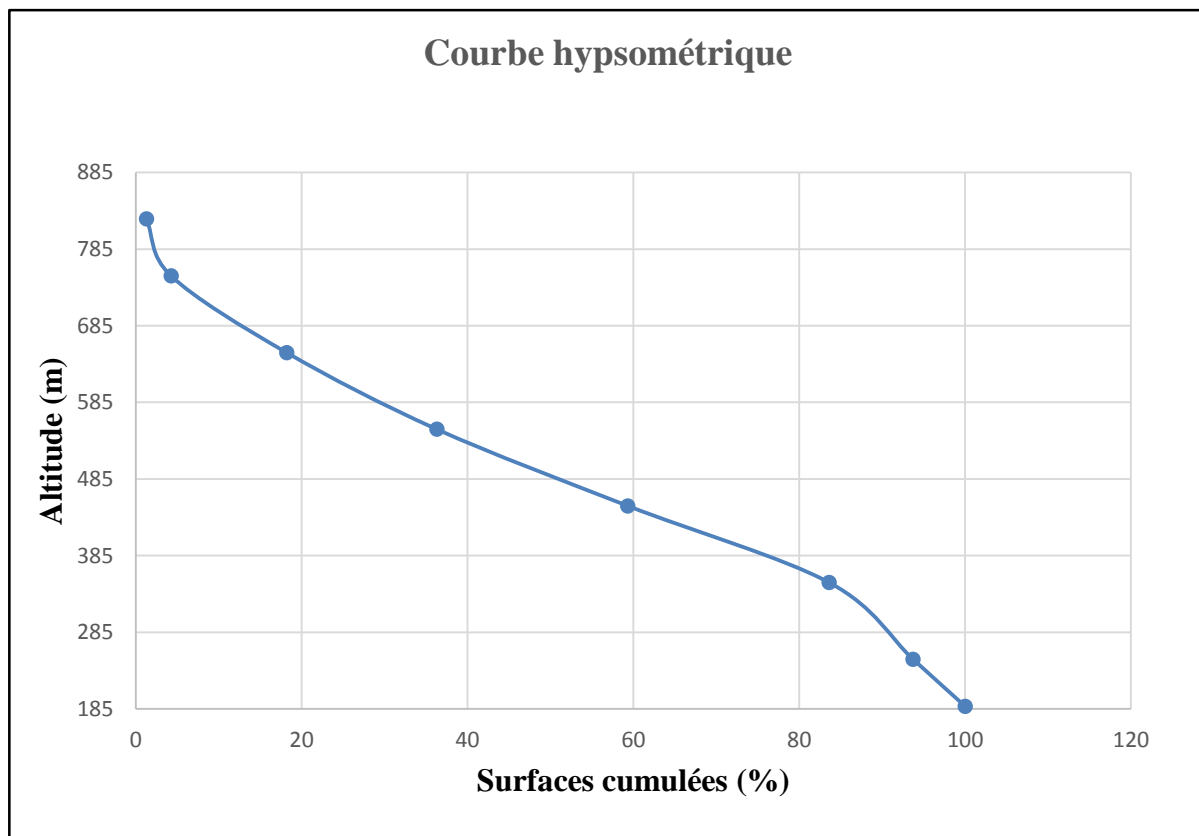


Figure (III.1) Courbe hypsométrique.

III.1.5.2. Les altitudes caractéristiques

III.1.5.2.1. Altitude maximale (H_{\max}) et altitude minimale (H_{\min})

Elles sont déduites directement de la carte topographique, l'altitude maximale représente le point le plus haut du bassin et l'altitude minimale représente l'exutoire. Elles déterminent l'amplitude du bassin et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

III.1.5.2.2. Altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suite :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum(S_i \times h)}{S_T} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin en m.

S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau en km^2 .

h : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m.

S_T : Superficie totale du bassin versant en km^2 .

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologique ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

III.1.5.2.3. Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

.Tableau (III.3) Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H_{moyenne}	448,7284
$H_{\text{médiane}}$	485
$H_{95\%}$	235
$H_{5\%}$	750
H_{max}	849
H_{min}	177

III.1.5.3. Les indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

III.1.5.3.1. Indice de pente globale (I_g)

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots \text{(III.7)}$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).

L: Longueur du rectangle équivalent (km).

$H_{5\%}$ Et $H_{95\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Soit :

$$I_g = 62,161 \text{ m/km} \rightarrow I_g = 6,216\%$$

III.1.5.3.2. pente moyenne de bassin versant (I_m)

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct, donc sur le temps de concentration t_c . Elle influence directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots \dots \dots \text{(III.8)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3,..., n (m).

S : Surface du bassin versant (km^2).

Soit :

$$I_m = 3,17\%$$

III.1.5.3.3. Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots \dots \dots \text{(III.9)}$$

Soit :

$$D_s = 48,523 \text{ m}$$

III.2. Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux, la géologie (nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion), le climat, la pente du terrain et l'action de l'homme (drainage, construction de barrages, endiguement). Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes [6].

III.2.1. La densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant. Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots \text{(III.10)}$$

Avec :

D_d : Densité de drainages (km/km²).

L_i : Longueur de cours d'eau (km).

S : Surface du bassin versant (km²).

Soit :

$$D_d = 6,665 \text{ km/km}^2$$

III.2.1.1. La pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit

maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer. Entièrement ou en partie dans le sol.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots \text{(III.11)}$$

P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau (m/m).

ΔH : Dénivellation entre deux points suffisamment distance $H_{5\%}-H_{95\%}$ (m).

ΔL : Longueur du cours d'eau principale (m).

Soit :

$$P_{\text{moy}} = 27,422 \text{ m/km}$$

III.2.1.2. Le temps de concentration

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Théoriquement on estime que T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou il est estimé à l'aide de formule le plus souvent empirique [3].

a) Formule de GIONDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1,5*L}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}}-H_{\text{min}}}} \dots \dots \dots \text{(III.12)}$$

S : Surface du bassin versant en (km^2).

L : Longueur du talweg principale en (km).

$H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}$: Respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en (m).

b) Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,06615 L_p^{(0,77)} I_g^{(-0,85)} \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

I_g : Indice de pente globale.

L_p : Longueur du talweg principale en (km).

Les de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau (III.4) Les temps de concentration.

Formules	GIANDOTTI	KIRPICH
Bassin versant	4,50	0,13

Remarque

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous proposons d'adopter les valeurs trouvées par la formule de **GIANDOTTI**. Cette formule est la plus utilisée en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

III.2.1.3. Vitesse moyenne de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain. Et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots \text{(III.14)}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principale en (km).

T_c : Temps de concentration en (heure).

Soit :

$$V_r = 4,17 \text{ km/h}$$

Tableau (III.5) Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeurs
1- morphométrie				
Superficie		S	km ²	60,934
Périmètre		P	km	31,428
Longueur de talweg principale		L	km	18,78
Indice de compacité		K _c		1,13
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	8,284
	Largeur	l _r	km	7,354
2-les reliefs				
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	849
	Minimale	H _{min}	m	177
	Moyenne	H _{moy}	m	448,73
	Médiane	H _{med}	m	485
	Altitude 5%	H _{50%}	m	235
	Altitude 95%	H _{95%}	m	750
Indice de pente globale		I _g	%	6,216
La pente moyenne de BV		I _m	%	3,17
3-Le réseau hydrographique				
Densité de drainage		D _d	Km /km ²	6,66
Pente moyenne du cours d'eau principale		P _{moy}	%	2,742
Temps de concentration choisie (giondotti)		T _c	h	4,50
Vitesse moyenne ruissellement		V _r	Km/h	4,17

III.3. Analyse des données pluviométriques

III.3.1. Pluie moyenne annuelle

La région à laquelle appartient le bassin versant dispose d'un nombre important de station pluviométriques ayant des données sur des périodes relativement longues. La pluie varie avec l'altitude, pour cela, nous avons jugé adéquat d'utiliser cette dépendance pour l'estimation de la pluie moyenne du bassin versant.

Cette méthode a pour avantage d'utiliser l'ensemble de l'information disponible dans la région, pour cela, nous avons utilisé la station pluviométrique dont les caractéristiques sont reportées dans le tableau (III.6) :

Tableau (III.6) Caractéristiques des stations pluviométriques.

Nom de la station	Code	Période d'observation	Nombre d'année complète	Altitude (m)	Pluie moyenne annuelle (mm)
El-Abadia	012001	1973-2005	27	162	388.71

II.3.2. Pluies maximales journalières

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station d'El-Abadia (code 012001), pour la raison suivante :

- ✓ Son altitude ($Z = 162$ m) est proche de celle de notre bassin versant,

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station d'El-Abadia, à pour but de l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Tableau (III.7) Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station d'El-Abadia, (Source A.N.R.H).

Année	Précipitations (mm)												Max	Annuel
	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou		
1980/1981	17,5	0	18,8	86,4	23,5	62,1	26,3	82,1	16,5	0	0	0	86,4	333,2
1981/1982	3,4	14,7	0	50,3	52,2	57,5	26,3	18	26	0,3	16,5	0	57,5	265,2
1982/1983	3,4	54,7	93,3	66	0	58,7	30	10,3	0	0	2,6	0	93,3	319
1983/1984	0	2,4	40,7	41,2	40,9	46,2	36,2	21,8	45	11,5	0	0	46,2	285,9
1984/1985	0	1,4	52,4	58,2	32,2	38,6	53	11,4	39,7	0	0	0	58,2	286,9
1985/1986	14,1	42,9	52,5	40,5	101,1	90,7	59,2	27,3	1,2	20,3	0	0	101,1	449,8
1986/1987	23,8	19	53,1	89,5	44	90,6	6,4	1,6	0	4,4	0	0	90,6	332,4
1987/1988	19,3	18,2	46,8	33,8	35,7	5,2	45,9	26,5	24,7	6,8	0	0	46,8	262,9
1988/1989	9,9	24,7	25,6	70,2	5,8	34	63,3	35,2	5	15,3	0	0	70,2	289
1989/1990	14,6	1,6	10,6	15,5	47,3	3,2	49,7	58,6	19,9	0	10	0	58,6	231
1990/1991	0	11	46,3	50,7	59,5	38,9	57,3	11,8	7	0	0	0	59,5	282,5
1991/1992	2,5	45,5	31,8	4	59,8	5,7	52,9	41,7	33,2	4,7	0	0	59,8	281,8
1992/1993	0	22,9	27,6	16,6	3,3	25,7	35,2	60	19,4	0	0	0	60	210,7
1993/1994	16,9	0	22,7	34,1	31,2	42	0	24,6	19,4	7,5	0	0	42	198,4
1994/1995	0	0	0	26	77,3	8,9	60,9	0	0	16,6	0	0	77,3	189,7
1995/1996	52	19,5	54,5	28,3	68,8	82,5	80,2	114	33,8	39,3	11,3	0	82,5	584,1
1996/1997	54,4	9,6	10,2	43,8	44,3	0	0	0	0		0	15	44,3	177,3
1997/1998	10,2	17,1	104	24,3	14,2	28,7	11,7	39,2	106	0	0	0	105,5	354,9
1998/1999	10,7	19,4	29,6	9,7	57	58,7	54,5	0	0	0	0	0	58,7	239,6
1999/2000	17,6	9,8	39,3	50,1	2,8	0	1,4	24,7	2,7	0	0	0	50,1	148,4
2000/2001	22,7	43,8	87,4	20,6	90	24,5	0	36,2	19,1	0	0	0	90	344,3
2001/2002	0	0	63,1	22,5	30,1	9	51,2	43,3	40,6	0	0	3,9	63,1	263,7
2002/2003	0	28,3	56,7	28,1	62,3	56,7	17,1	25,4	32,9	12,3	0	0	62,3	319,8
2003/2004	1,6	25,6	72,5	67,2	29,8	42,3	27	16,4	67	0	0	0	72,5	349,4
2004/2005	10	31,7	26,7	80,1	38,6	81,4	20,1	5,7	0	0	0	0	81,4	294,3
2005/2006	5	27,5	57,2	72,4	26	73,6	8,6	0	36,2	0	0	0	73,6	306,5
2006/2007	14	0	0	81,9	19,3	40,3	50,7	74	34,8	0	5,2	0	81,9	320,2

III.3.3. Etude des précipitations 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 et de période de retour. Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (III.8) :

Tableau (III.8) Caractéristiques de la série avec N=27ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=27} Xi$	1873,40
La moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=27} Xi}{n}$	69,39
L'écart type « σ_x »	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{27} (Xi - 80,68)^2}{27}} \right]$	17,84
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,25711
Coefficient d'asymétrie		0,228
L'exposant climatique		$b = 0,37$ Donnée par ANRH d'Alger

III.3.4. 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 [7].

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1) la loi de GUMBEL.
- 2) la loi de GALTON (log-normal).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel **HYFRAN**. On a effectué l'ajustement de la série de pluies maximales journalières. Dans notre cas les deux lois utilisées sont la loi de **Gumbel** (double exponentielle) et la loi de **Galton** (log-normal). Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par l'ajustement.

III.3.4.1. Vérification de l'homogénéité de la série

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

➤ **Test de la médiane :**

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

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$, c'est-à-dire en rang 14.
Médiane($X_{50\%}$) = 63 mm

$$N_s = 14.$$

$$T_s = 5.$$

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

$$N_s > \frac{1}{2} + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N+1} = 8.31.$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1) = 8.02.$$

Avec :

$$\alpha = 5\%$$

$$u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

III.3.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

Tel que:

$$y = a(x - x_0)$$

1/a : La pente de la droite de GUMBEL.

y : Variable réduite de GUMBEL.

x : Précipitation maximale journalière (mm).

x₀ : ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire :

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

III.3.4.2.1. Procédé d'ajustement

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots \text{(III.16)}$$

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observation (27).

- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = [\ln(-\ln F(x))] \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

III.3.4.2.2. Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL

❖ GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations : 27

Quantiles

$Q = F(X)$ (probabilité au non dépassement).

$$T = 1 / (1 - q)$$

Tableau (III.9) Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (mm)
10000	0,9999	189,48	26,263	137,99-240,96
2000	0,9995	167,08	21,777	124,39-209,96
1000	0,9990	157,44	19,849	118,53-196,35
200	0,9950	135,02	15,386	104,86-165,19
100	0,9900	125,35	13,473	98,936-151,76
50	0,9800	115,64	11,565	92,963-138,31
20	0,9500	102,67	9,0552	84,923-120,43
10	0,9000	92,662	7,1682	78,609-106,71
5	0,8000	82,223	5,3071	71,819-92,627
3	0,6667	73,916	4,0041	66,066-81,766
2	0,5000	66,457	3,1514	60,279-72,635
1,4286	0,3000	58,777	2,8958	53,100-64,454
1,2500	0,2000	54,739	3,0823	48,697-60,782
1,1111	0,1000	49,758	3,5646	42,769-56,746
1,0526	0,0500	46,097	4,0437	38,170-54,024
1,0204	0,0200	42,385	4,6003	33,366-51,403
1,0101	0,0100	40,116	4,9656	30,381- 49,850
1,0050	0,0050	38,165	5,2911	27,793-48,538
1,0010	0,0010	34,476	5,9295	22,852- 46,100
1,0005	0,0005	33,146	6,1655	21,059-45,232
1,0001	0,0001	30,474	6,6470	17,443- 43,505

Tableau (III.10) Caractéristiques de l'échantillon.

Gumbel (méthode des moments)	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	42
Maximum	105,5
Moyenne	69,388
Ecart type	17,840
Médiane	63,100
Coefficient de variation (C_v)	0,325711
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0,33738
Coefficient d'aplatissement (C_k)	1,9465

III.3.4.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur de papier (normale/hazen). La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} \dots \dots \dots \text{(III.18)}$$

Ou :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \text{ (Variable réduite de GAUSS).}$$

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

$$\log x (p\%) = \overline{\log x} + 6. \log u (p\%) \dots \dots \dots \text{(III.19)}$$

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^{27} \log x_i}{N}$$

III.3.4.3.1. Résultats de l'ajustement par la loi de GALTON

❖ Galton (log-Normal)

Nombre d'observation : 27

$Q=F(X)$ (probabilité au non dépassement) $T=1/(1-q)$.

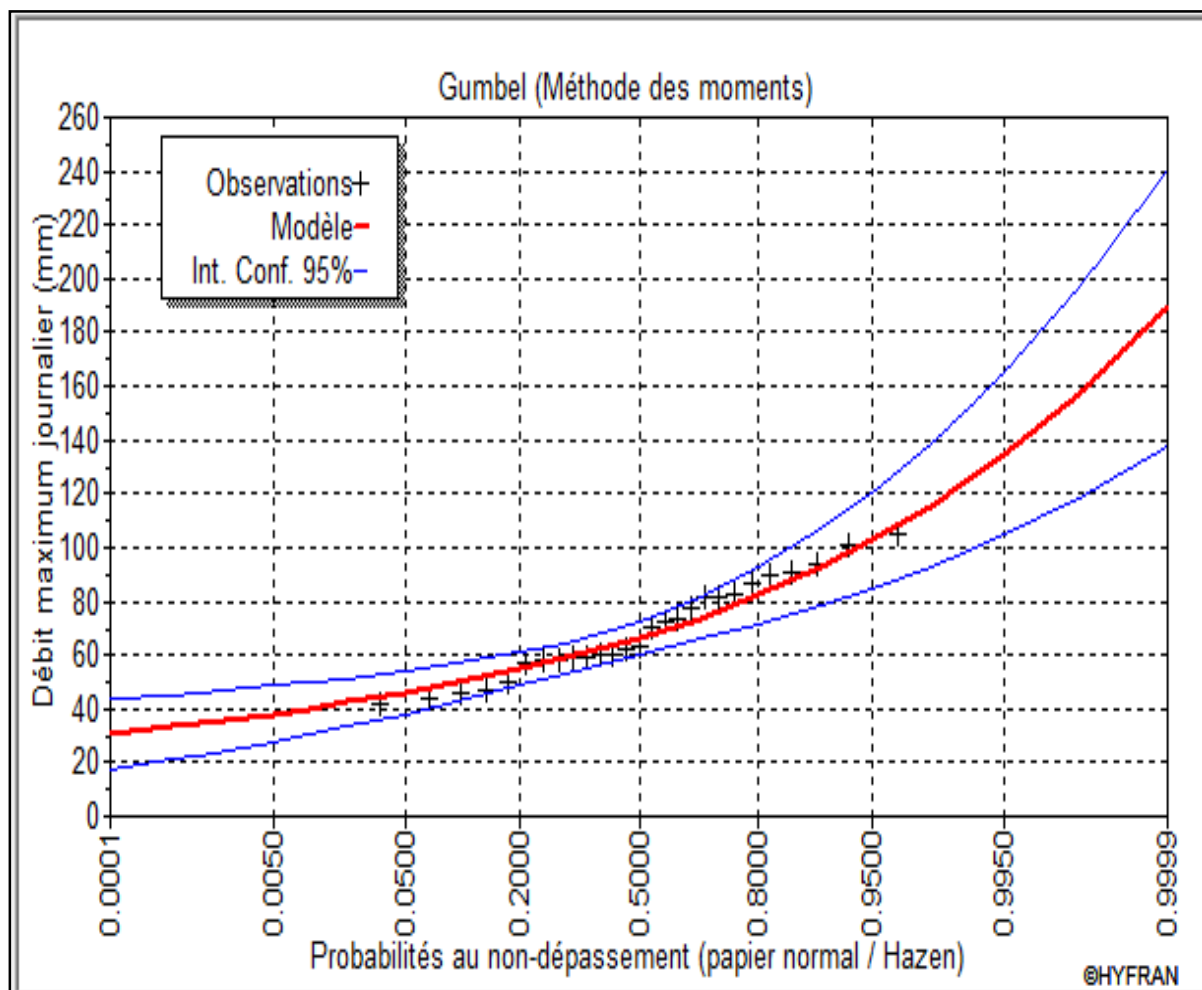
Log normal (maximum de vraisemblance).

Tableau (III.11) Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	176,57	25,50	127,07-226,07
2000	0,9995	157,98	20,325	118,13-197,82
1000	0,9990	149,97	18,303	114,09-185,85
200	0,9950	131,21	13,832	104,10-158,33
100	0,9900	122,98	12,003	99,449-146,51
50	0,9800	114,57	10,232	94,513-134,63
20	0,9500	103,02	7,9883	87,363-118,68
10	0,9000	93,741	6,3795	81,234-106,25
5	0,8000	83,609	4,8884	74,026-93,193
3	0,6667	75,139	3,9330	67,429-82,850
2	0,5000	67,193	3,3593	60,607-73,778
1,4286	0,3000	58,641	3,1338	52,498-64,785
1,2500	0,2000	53,999	3,1572	47,810-60,189
1,1111	0,1000	48,163	3,2778	41,738-54,589
1,0526	0,0500	43,824	3,3980	37,162-50,485
1,0204	0,0200	39,406	3,5193	32,507-46,305
1,0101	0,0100	36,712	3,5831	29,688-43,737
1,0050	0,0050	34,409	3,6273	27,298-41,520
1,0010	0,0010	30,105	3,6743	22,903-37,308
1,0005	0,0005	28,579	3,6770	21,371-35,788
1,0001	0,0001	25,570	3,6566	18,401-32,738

Tableau (III.12) Caractéristiques de l'échantillon.

Gumbel (méthode des moments)	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	42
Maximum	105,5
Moyenne	69,388
Ecart type	17,840
Médiane	63,100
Coefficient de variation (C_v)	0,325711
Coefficient d'asymétrie (C_s)	0,33738
Coefficient d'aplatissement (C_k)	1,9465

**Figure (III.2)** Ajustement avec la loi Gumbel.

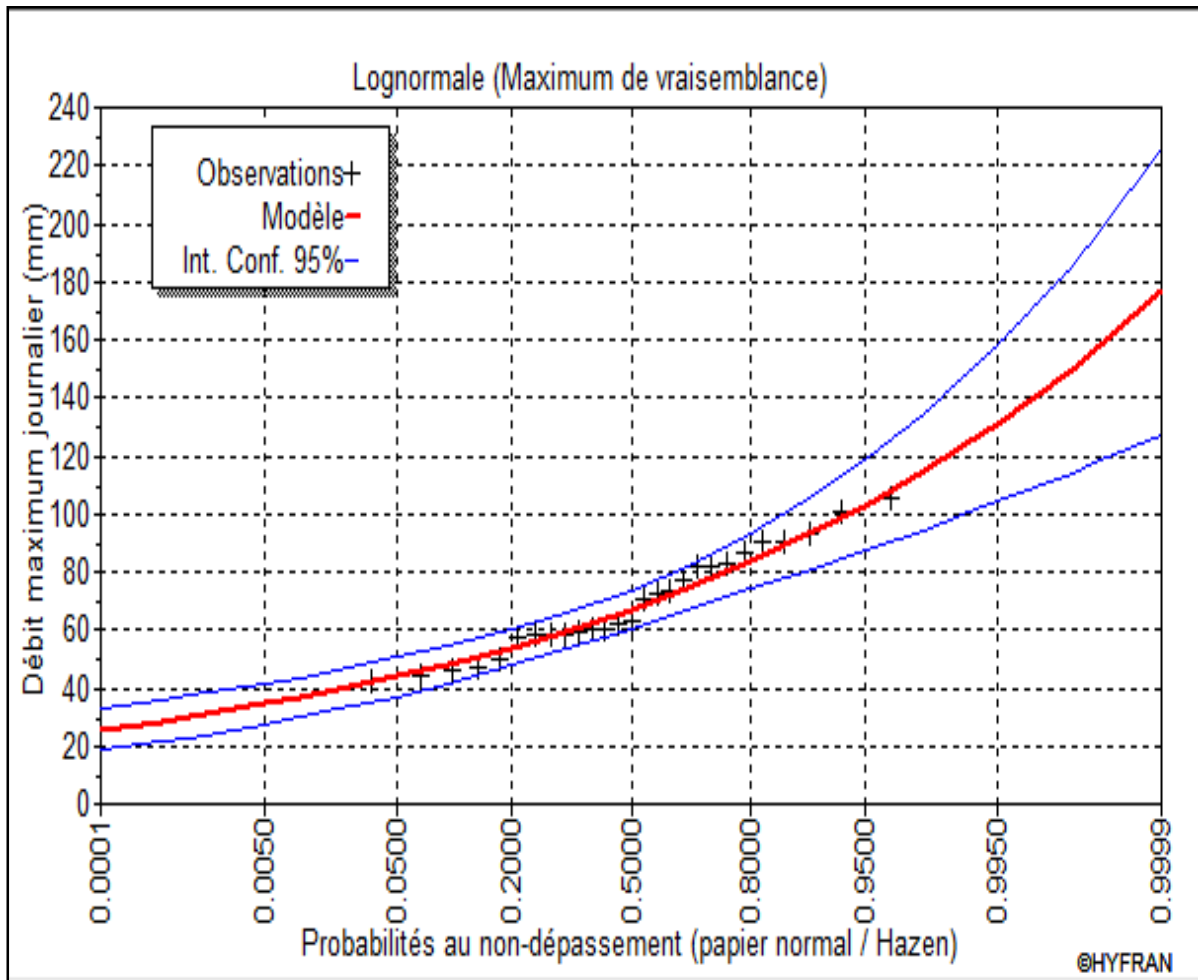


Figure (III.3) Ajustement avec la loi log-normal.

Remarque

D’après l’ajustement de la série par les deux lois **Gumbel** et **Log-normal**. On constate que les droites d’ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages des points expérimentaux. Donc on opte pour la loi **Log-normal** mieux ajustée.

III.3.5. Calcul de l’intensité de pluie

Pour le calcul de l’intensité moyenne de précipitation nous utilisons les formules suivantes :

Pluie de courte durée :

$$P_{ct} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

t : Durée de l’averse.

b : Exposant climatique $b=0,37$ selon les études régionales.

$$I_{\max,t,p\%} = \frac{P_{\max,t,p\%}}{t} \dots\dots\dots(\text{III.21})$$

Avec :

I : L'intensité maximale de période t(h).

P_{ct} : Pluie de courte durée (mm).

$I_{\max,t,p\%}$: Intensité maximale (mm/h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (III.13) Pluies et intensités maximales de durée t(h) et les périodes de retour (pdr).

pdr	100		50		10		5		2	
T(h)	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t	P_{ct}	I_t
1	37,94	37,94	35,35	35,35	28,92	28,92	25,79	25,79	20,73	20,73
2	49,03	24,51	45,68	22,84	37,37	18,68	33,33	16,66	26,79	13,39
3	56,97	18,99	53,07	17,69	43,42	14,47	38,73	12,91	31,13	10,37
4	63,37	15,84	59,04	14,76	48,30	12,07	43,08	10,77	34,62	8,65
5	68,82	13,76	64,12	12,82	52,46	10,49	46,79	9,35	37,60	7,52
6	73,63	12,27	68,59	11,43	56,12	9,35	50,06	8,34	40,23	6,70
7	77,95	11,13	72,62	10,37	59,42	8,48	52,99	7,57	42,59	6,08
8	81,90	10,23	76,30	9,53	62,43	7,80	55,68	6,96	44,74	5,59
9	85,55	9,50	79,70	8,85	65,21	7,24	58,16	6,46	46,74	5,19
10	88,95	8,89	82,86	8,28	67,80	6,780	60,47	6,04	48,60	4,86
11	92,14	8,37	85,84	7,80	70,23	6,38	62,64	5,69	50,34	4,57
12	95,15	7,92	88,65	7,38	72,53	6,04	64,69	5,39	51,99	4,33
13	98,02	7,54	91,31	7,02	74,71	5,74	66,63	5,12	53,55	4,11
14	100,7	7,19	93,85	6,70	76,79	5,48	68,49	4,89	55,04	3,93
15	103,3	6,88	96,28	6,41	78,77	5,25	70,26	4,68	56,46	3,76
16	105,8	6,61	98,60	6,16	80,68	5,04	71,96	4,49	57,83	3,61
17	108,2	6,36	100,8	5,93	82,51	4,85	73,59	4,32	59,14	3,47
18	110,5	6,14	103,0	5,72	84,27	4,68	75,16	4,17	60,40	3,35
19	112,7	5,93	105,0	5,53	85,97	4,52	76,68	4,03	61,62	3,24
20	114,9	5,74	107,0	5,35	87,62	4,38	78,15	3,90	62,80	3,14
21	117,0	5,57	109,0	5,19	89,22	4,24	79,57	3,78	63,95	3,04
22	119,0	5,41	110,9	5,04	90,77	4,12	80,96	3,68	65,06	2,95
23	121,0	5,26	112,7	4,90	92,27	4,01	82,30	3,57	66,14	2,87
24	122,9	5,12	114,5	4,77	93,74	3,90	83,60	3,48	67,19	2,79

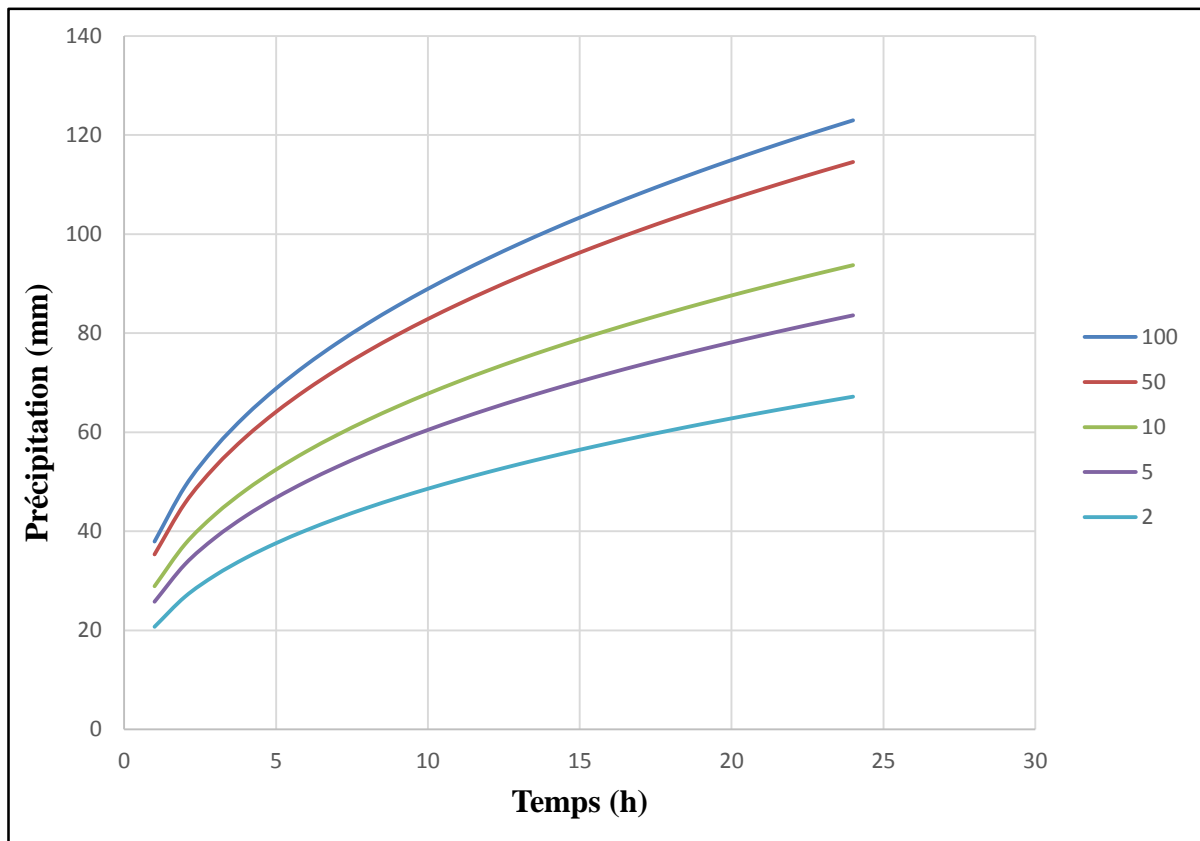


Figure (III.4) Courbes de pluies fréquentielles.

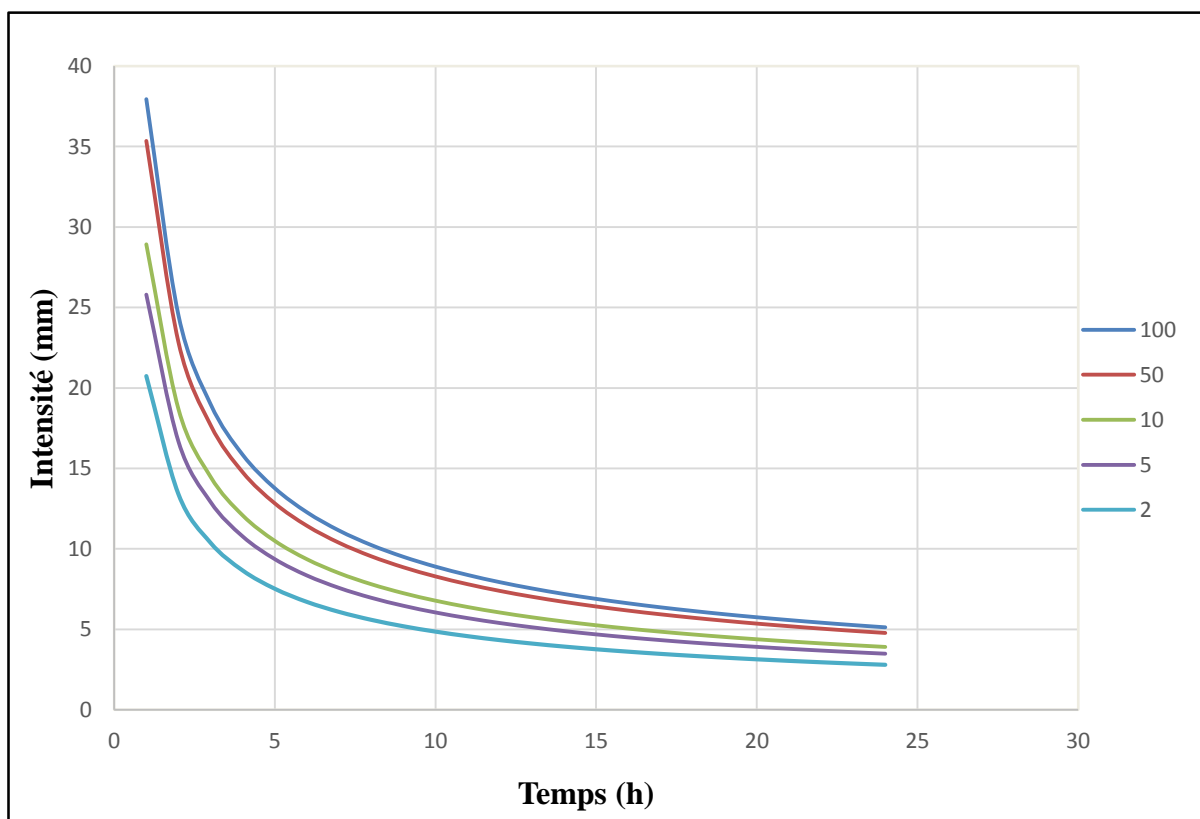


Figure (III.5) Courbes intensité pour différentes durée et fréquence.

III.4. Les apports

III.4.1. Apports liquides

III.4.1.1. Apport moyen interannuel

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

a) Formule de l'A.N.R.H :

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots \text{(III.22)}$$

P : Précipitation moyenne (m).

S : Superficie de bassin versant (km^2).

b) Formule de SAMIE :

$$A_0 = Le \times S$$

$$Le = P^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{(III.23)}$$

P : Précipitation moyenne (m).

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

S : La superficie en km^2 du bassin versant.

c) Formule de Chaumont :

$$Le = (1 - 10^{-kp^2})P \dots\dots\dots \text{(III.24)}$$

$$A_0 = 0,18 - 0,01 \log S \dots\dots\dots \text{(III.25)}$$

Avec :

Le : Lamme d'eau écoulée.

S : Surface en km^2 .

P : Précipitation moyenne en m.

d) Formule de Derie II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,603} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots \text{(III.26)}$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

D_d : Densité de drainage (Km/Km²).

Tableau (III.14) Récapitulatif des résultats.

Formules	A ₀ (Hm ³)	L _e (mm)
A.N.R.H	1,083	17,78
SAMIE	1,45	23,74
Chaumont	0,56	16,21
Derie II	1,68	27,72

Remarque

D'après ces résultats, on opte pour l'apport moyen annuel donné par la formule de l'A.N.R.H. Elle nous paraît la plus réaliste et plus récente, car elle est proche de la valeur moyenne.

III.4.1.2. Caractéristique de l'écoulement**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par la relation suivante :

$$Me = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

A₀ : Apport moyen annuelle (litre).

T : Temps d'une année en (second) ''T=31,536.10⁶ Secondes''.

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique :

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (km²).**c) lame d'eau écoulée :**

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{(III.29)}$$

A₀ : Apport moyen annuel (litre).S : Superficie du bassin (km²).**d) Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{(III.30)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm).L_e : lame d'eau écoulée en (mm).**e) Coefficient de variation :**

Pour le calcul du coefficient de variation Cv, et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques :

❖ Formule de SOKOLOVSKY :

On a:

$$C_v = (0,78 - 0,29 \log M_0) - 0,063 \log(s + 1) \dots\dots\dots \text{(III.31)}$$

M₀: Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

❖ **Formule d'OURK GUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0 - 0,127} \dots \dots \dots \text{(III.32)}$$

On a :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

❖ **Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = \frac{0,7}{(S+1000)^{0,097}} \dots \dots \dots \text{(III.33)}$$

On a :

S : Superficie du bassin en (km²).

❖ **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot q^{0,27}) \dots \dots \dots \text{(III.34)}$$

q : Module de l'écoulement relatif.

Les résultats caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant

Tableau (III.15) les caractéristique d'écoulement.

S (km ²)	A ₀ (Mm ³)	L _e (mm)	M ₀ (mm)	formule	C _v
60,93	1,19	0,62	19,63	Sokolovski	0,73
				l'Antonov	0,36
				Ourk guiprovodkhoz	0,66
				kristekly menkel	0,57

Remarque

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$Cv=0,58$$

III.4.2. Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide [3].

❖ Formule de TIXERONT :

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion.

$$E_s = a \cdot L_e^{0,15} \dots\dots\dots (III.35)$$

Ou :

E_s : Taux d'abrasion (t/km²/an).

L_e : Lamme d'eau ruisselée en (mm).

a : Coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain.

$$a = 350 \text{ (perméabilité moyenne).}$$

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante :

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (III.36)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1,4 \text{ T/m}^3$.

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.16) Les apports solides.

S (km ²)	L_e (mm)	E_s (t/km ² /ans)	V_s (m ³ /ans)
60,93	19,63	547,02	23808,83

III.5. Etude de crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues. Les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études [3].

Nous rappelons ci-dessous les différentes méthodes de calcul des crues :

- Méthodes historiques.
- Méthodes probabilistes.
- Méthodes empiriques.
- Méthodes déterministes.

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.

✓ Méthodes empiriques

Relation établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager. Fuller. Snyder. Possenti etc ...

III.5.1. Application sur les bassins versants

D'après les données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir des formules empiriques.

III.5.1.1. Formule de MALLET-GAUTHIER

On a :

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log(1 + 20 \cdot P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots \text{(III.37)}$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal.

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K (1-3)$.

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Le tableau (II.17) nous donne tous les résultats de calcul :

Tableau (III.17) Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour
(Formule de MALLET-GAUTHIER).

Période de retour	2	5	10	50	100
Q_{\max} (m ³ /s)	30,59	67	84,7	115,82	126,9

III.5.1.2. Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max, j\%} \cdot S}{L_p} \dots \dots \dots \text{(III.38)}$$

$P_{\max, j\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 et 800.

On prend : $\mu = 700$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

On obtient les résultats ci-après Tableau suivant :

Tableau (III.18) Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour
(Formule de POSSENTI).

période de retour	2	5	10	50	100
$P_{\max j\%}$ (mm)	67,193	83,60	93,74	114,57	122,98
$Q_{\max p\%}$ (m ² /s)	152,61	189,89	212,90	260,21	279,31

III.5.1.3. Formule de Sokolovski

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0,28 \cdot X_{p\%t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot F \cdot S}{T_m} \dots\dots\dots \text{(III.39)}$$

H_0 : Pertes initiales en mm ($H_0 = 8\text{mm}$).

$X_{p\%t_c}$: Précipitation en mm, de probabilité $p\%$ correspondant a un temps T_c .

S : Superficie du bassin (Km^2).

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%} - \sqrt{H_0}}}{\sqrt{P_{ct\%} + \sqrt{H_0}}} \dots\dots\dots \text{(III.40)}$$

Tableau (III.19) Valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	50	20	10	2	1
α	0,59	0,58	0,54	0,52	0,48

F : Coefficient de forme de la crue :

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots \text{(III.41)}$$

✓ Pour : $S < 50 \text{ Km}^2 \rightarrow \gamma = 2$.

✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend : $\gamma = 2.2$

D'où : **F = 1.13**

T_m : Temps de concentration du bassin versant en heures.

$$T_m = T_c = 4,5\text{h}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.20) :

Tableau (III.20) Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Période de retour (ans)	2	5	10	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	2	1
P_{ct} (mm)	67,19	83,60	93,74	114,57	122,98
α_p (%)	0,59	0,58	0,54	0,52	0,48
$Q_{maxp\%}$ (m ³ /s)	123,60	171,04	201,43	265,97	292,68

Remarque

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « SOKOLOVSKI » pour les simples raisons suivantes :

- ✓ La formule de « SOKOLOVSKI » est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Le tableau (III.21) donne les débits probables calculés :

Tableau (III.21) Débits fréquentielles calculés.

Période de retour.	2	5	10	50	100
Q_{max} (m ³ /s)	123,60	171,04	201,43	265,97	292,68

III.5.2. Hydrogrammes de crues

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que :

- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydro gramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydro gramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a) Pour le temps de montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots \text{(III.42)}$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \frac{(T_d - T)^3}{T_b} \dots\dots\dots \text{(III.43)}$$

Avec :

$T_d = \delta T_m$ (Sokolovski).

T_d : Temps de décrue.

T_b : Temps de base.

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 et 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=2$.

$$T_d = \delta \quad \text{et} \quad T_c \cdot T_b = T_d + T_m$$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de notre bassin versant sont donnés au tableau suivant et l'hydro gramme correspondant :

Tableau (III.22) Débits de crues de différentes périodes de retour (m^3/s).

Heur	T_2	T_5	T_{10}	T_{50}	T_{100}
0	0	0	0	0	0
1	6,104099	8,446558	9,94716	13,13432099	14,4533827
2	24,4164	33,78623	39,78864	52,53728395	57,8135309
3	54,93689	76,01902	89,52444	118,2088889	130,080444
4	97,66558	135,1449	159,1546	210,1491358	231,254123
4,5	123,608	171,0428	201,43	265,97	292,681
5	86,81385	120,1288	141,4707	186,7992318	205,559221
6	58,1585	80,47693	94,77433	125,1408916	137,708619
7	36,62459	50,67935	59,68296	78,80592593	86,7202963
8	21,19479	29,32833	34,53875	45,60528121	50,1853567
9	10,85173	15,0161	17,68384	23,34990398	25,6949026
10	4,578074	6,334919	7,46037	9,850740741	10,840037
11	1,356466	1,877013	2,21048	2,918737997	3,21186283
13	0,169558	0,234627	0,27631	0,36484225	0,40148285
14	0	0	0	0	0

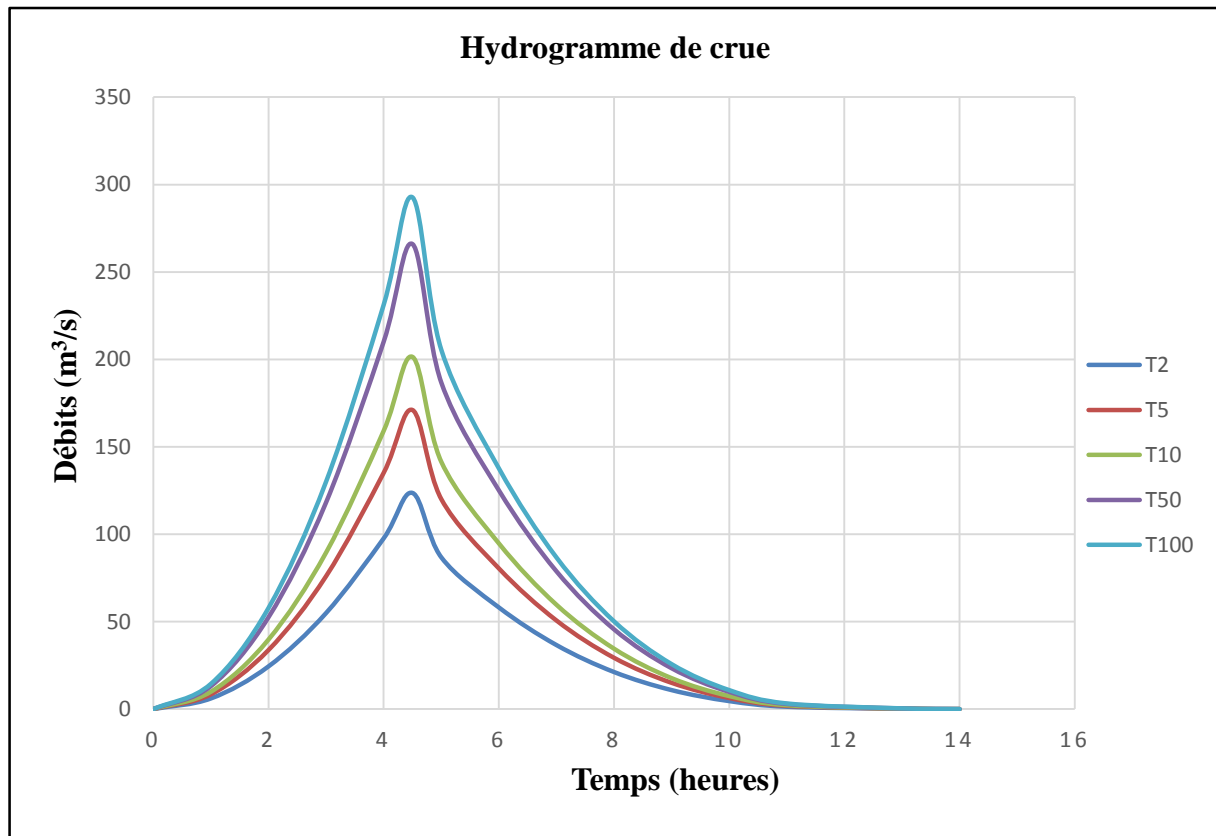


Figure (III.6) Hydrogrammes de crues.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de calculer les caractéristiques du bassin versant qui influent sur l'oued à aménager. De présenter les principales méthodes utilisées pour l'estimation des crues, de choisir la méthode adéquate pour tracer les hydrogrammes des crues qui nous permettent de voir leur évolution dans le temps et d'avoir le débit optimal pour l'utiliser dans le dimensionnement.

Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'écoulement à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants.

IV.1. Etude des variantes

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, composés de l'étude géologique et en fonction de l'analyse de la zone d'étude, des schémas seront proposés.

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville d'El-Abadia contre les crues. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

IV.1.1. Variantes proposées pour l'étude

Pour cette étude, nous proposons trois variantes pour la protection contre les inondations, nous menons une description de chaque variante :

Première variante : Protection avec un canal rectangulaire ou trapézoïdale (à ciel ouvert) en béton armé.

Deuxième variante : Protection avec une galerie rectangulaire ou trapézoïdale.

Troisième variante : Protection avec un canal en gabion.

IV.1.2. Comparaison des variantes

Le tableau (IV.1) résume les avantages et les inconvénients de trois variantes :

Tableau (IV.1) Avantages et inconvénients des différents types d'aménagement.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Canal rectangulaire ou trapézoïdale (à ciel ouvert)	<ul style="list-style-type: none"> -Le rendement hydraulique est efficace. -Les résultats de calcul sont réalistes. -La durée de la vie est importante. -Les matériaux de constructions sont disponibles. -Entretien très facile. -La forme étroite est adaptée à la ville. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le cout de génie civile est peut élever. -Rugosité élevée.
Galerie rectangulaire ou trapézoïdale	<ul style="list-style-type: none"> -Faible variation de vitesse d'écoulement malgré que la variation de niveau d'eau est importante (auto curage satisfais). 	<ul style="list-style-type: none"> -Longueur importante de la tranchée. -La mise en place sur un lit de l'oued est très coûteuse. -La mise en œuvre et l'entretien sont difficiles.
Canal en gabion	<ul style="list-style-type: none"> -Utilisation de la matière locale (coût faible). -La mise en œuvre est facile. -Bonne protection contre l'érosion. 	<ul style="list-style-type: none"> -Faible stabilité surtout aux périodes des crues.

Remarque

Partant de cette situation on écarte purement la troisième et la deuxième variante malgré les avantages qu'elles représentent, et nous soumettons le choix de la première variante qui présente beaucoup plus d'avantages lié surtout à la facilité de réalisation, ainsi qu'elle est économique, facilité de nettoyage et le rinçage total du canal.

IV.2. Calculs hydrauliques

IV.2.1. Dimensionnement des ouvrages

Pour le dimensionnement de la variante choisie, il nous faut un débit de dimensionnement qui est une fonction de la période de retour, nous avons opté pour une période de retour de 50ans, auquel il faut ajouter le débit correspondant aux apports solides. Toutefois ce débit est négligeable devant le débit de crue probable mais on ajoute une hauteur qui correspond ou compense ce débit dans le dimensionnement du canal.

Le dimensionnement proprement dit, consiste à calculer en écoulement à surface libre la hauteur d'eau dans le canal en fixant sa largeur, selon les valeurs trouvées, on augmente ou on diminue la largeur. A cette hauteur d'eau dite «Normale» s'ajoute une revanche qui est prise comme mesure de sécurité [2].

Donc, les paramètres clés pour le dimensionnement sont :

- La hauteur normale.
- La hauteur critique.
- Le régime d'écoulement.

IV.2.2. Généralités

IV.2.2.1. L'écoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

IV.2.2.2. Les canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "I" et de coefficient de rugosité "n", la section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximal, et la section est minimale. Parmi toutes les formes de section, le semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que celle de forme trapézoïdale qui présente des avantages de simplicité de réalisation.

IV.2.2.3. Les différents types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Les canaux naturels.
- 2) Les canaux artificiels.

IV.2.2.4. Types d'écoulements

a) variabilité dans le temps :

- 1) Ecoulement permanent.
- 2) Ecoulement non permanent.

b) Variabilité dans l'espace :

- 1) Régime uniforme.
- 2) Régime non uniforme.
- 3) Régime non uniforme graduellement varié.
- 4) Régime non uniforme rapidement varié.

IV.2.3. Dimensionnement des canaux

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy [1].

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (IV.1)$$

On utilisant le rapport suivant :

$$Q = V \times S \dots\dots\dots (IV.2)$$

On obtient :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

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

S : section mouille (m^2).

R_h : Rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m).

I : pente de fond du canal (mm).

IV.2.4. Détermination de coefficient de Chézy

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

1. Formule de PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

n : la rugosité.

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

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R_h} (\sqrt{n} - 0,10) \dots\dots\dots (IV.5)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1,5\sqrt{n} \quad \text{Pour } R_h < 1m$$

$$y = 1,3\sqrt{n} \quad \text{Pour } R_h > 1m$$

2. Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} 17,72 \log R_h \dots \dots \dots (IV.6)$$

3. Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots (IV.7)$$

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

$$V = K_s R_h^{2/3} I^{1/2} \dots \dots \dots (IV.8)$$

K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal

- $K_s = 25$ pour un lit naturel.
- $K_s = 40$ pour le cas d'embrochement ou gabionnage.
- $K_s = 70$ pour le cas du béton.
- $K_s = 100$ pour le cas du PVC ou PEHD.

Remarque

Dans notre étude on choisit la formule de MANING-STRICKLER.

IV.2.5. Les paramètres géométriques

IV.2.5.1. 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 minimal, et la section S est maximale.

Parmi toutes les formes de section, le semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

Mais cette forme n'est réalisée que dans les canaux artificiels en béton ou en métal. Dans les conditions techniques de réalisation la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que la forme trapézoïdale qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont la

suivantes :

Cependant et selon les conditions dans notre travail nous avons dimensionné la section trapézoïdale.

Tableau (IV.2) Paramètres géométriques d'une section trapézoïdal.

Désignation	Expression	Définition
b	$2h((1 + m^2)^{0,5} - m)$	La largeur inférieure du canal, en m
B	$b + 2mh$	La largeur supérieure du canal, en m
S	$h(b + mh)$	La surface mouillée
P	$b + 2h(1 + m^2)^{0,5}$	Le périmètre mouillé
R_h	$\frac{h(b + mh)}{b + 2h(1 + m^2)^{0,5}}$	Rayon hydraulique
m	$1/tg\alpha$	Fruit de talus, d'après la nature du terrain

IV.2.5.2. Calcul du rayon hydraulique maximal

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{h}{2} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{\min} .

IV.2.5.3. Calcul de la profondeur normal

Pour la détermination de h_n en utilise la méthode itérative.

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

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (IV.10)$$

Donc, on fixe la valeur de (b) et on donne des valeurs a (h) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche on égale au Q_n

Par suite on trace la courbe $Q = f(h)$, et on détermine la valeur de h (m) correspondante à Q_n c'est à- dire on cherche h_n (m) pour le débit Q_{\max} .

IV.2.5.4. Calcul de la profondeur critique

Le calcul de h_{cr} se fait par plusieurs méthodes on cite 3 méthodes qui sont :

- La méthode graphique.
- La méthode d'AGROSKINE.
- La méthode itérative.

1. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h .

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui correspond une énergie spécifique minimale.

Donc on construit le graphe : $H_s=f(h)$ sachant que $H_s=Ep+Ec$, Ep : Energie potentielle et est égale à h , ($Ep=h$) , Ec : Energie cinétique et égale à ($Ec=V^2/2g$).

2. Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\frac{\alpha Q^2 B_{cr}}{g S_{cr}} = 1 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface.

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

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots (IV.12)$$

4. Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à (Q^2/g) . Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = (Q^2/g)$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

IV.2.5.5. Calcul d'énergie spécifique

$$E_s = h + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(IV.13)}$$

h : hauteur d'eau (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

IV.2.5.6. Nombre de Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie.

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluviale $Fr < 1$ \rightarrow $h_{cr} < h_n$.
- écoulement torrentiel $Fr > 1$ \rightarrow $h_{cr} > h_n$.
- écoulement critique $Fr = Fr_{cr} = 1$ \rightarrow $h_{cr} = h_n$.

IV.2.6. Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donné par la formule suivante :

$$Q = CS_{cr} \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots \dots \dots \text{(IV.15)}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S_{cr}^2 R_h} \dots \dots \dots \text{(IV.16)}$$

IV.2.7. Calcul de ligne d'eau

IV.2.7.1. Equation de la ligne d'eau

L'équation 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 (figure IV.1).

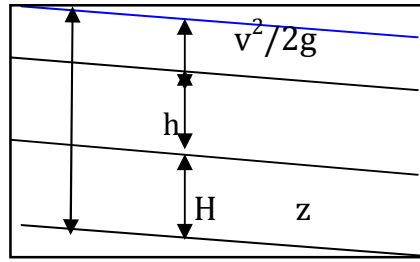


Figure (IV.1) Représentation de la ligne d’eaux et de la ligne de charge.

En se basant sur l’équation d’énergie :

$$H = Z + \frac{v^2}{2g} + h \dots\dots\dots \text{(IV.17)}$$

Et sur l’équation de continuité :

$$Q = V.S$$

Dérivant l’équation (17) par rapport à dx, on trouve :

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

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

On trouve :

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

IV.2.7.2. Différentes formes de courbes de remous

On a:

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B} \dots\dots\dots \text{(IV.18)}$$

Et

$$\frac{dh}{ds} = I \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots \text{(IV.19)}$$

IV.2.8. Calcul des paramètres de courbure du canal

Compte tenu de la topographie du terrain naturel, le canal d'évacuation d'eaux pluviales présente des courbures aux plusieurs points. Une courbe qui se trouve dans un canal trapézoïdal provoque un changement de direction de l'écoulement.

Le débit Q , la vitesse moyenne U et la surface S restent constants à travers le canal dans la partie rectiligne. La répartition de la profondeur $h(y)$ donne toutefois une pente transversale due à la force centrifuge qui s'exerce sur l'écoulement en courbe. Cette force provoque une surélévation ΔH , sur le bord extérieur [9].

L'expression de ΔH est donnée par :

$$\Delta H = \frac{v^2}{g} \log \left(1 + \frac{L}{R} \right) \dots \dots \dots \text{(IV.20)}$$

$L=B$: Largeur supérieur du canal (m).

R : Rayon de courbure (m).

Hauteur d'eau au niveau du coude :

$$H_f = H + \frac{\Delta H}{2} \dots \dots \dots \text{(IV.21)}$$

Remarque :

Pour calculer ΔH il faut chercher d'abord la courbure qui contient le rayon minimum R_{\min} , après on mettra cette valeur avec la valeur de vitesse maximale de notre cours d'eau dans l'expression de ΔH .

IV.2.9. Raccordement des canaux

La différence de largeur 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 :

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \operatorname{tg} \beta} \dots \dots \dots \text{(IV.22)}$$

L : Longueur du raccordement (m).

b_2, b_1 : Largeur du premier et deuxième tronçon (m).

β : Angle du divergent, en degrés.

IV.2.10. Définition du logiciel utilisé

Le logiciel canal21 est l'interface sous Windows du logiciel canal 9 (MS DOS) développé par le CEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié d'écoulement à surface libre. il

permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométries simplifiées.

IV.2.10.1. Principe de fonctionnement du logiciel

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

Ce principe est pour le fait d'attribuer des valeurs à h dans la formule de Chézy, afin d'obtenir le débit Q au période de retour de 50 ans, tout en fixant la largeur du canal et la pente, sachant que $Q=265.97\text{m}^3/\text{s}$.

Ce logiciel permet trois types d'études différents :

- 1) Etude d'une section transversale de bief.
 - calcul des paramètres hydrauliques liés à la section.
 - Etude de l'écoulement uniforme dans la section.
- 2) Etude d'un ouvrage considéré isolément.
 - déversoir (surface libre).
 - vanne ou orifice (en charge).
- 3) Etude de la ligne d'eau en écoulement permanent dans un "canal" complexe, constitué d'éléments divers. (Biefs, ouvrages...).

IV.3. Calcul des aménagements

IV.3.1. Débit maximum de crue

Tableau (IV.3) Débits de crues de projet pour différentes périodes de retour.

Période de retour	Décennale (m^3/s)	Cinquantaine (m^3/s)	Centennale (m^3/s)
Débit de crue	201.43	265.97	292.68

IV.3.2. Dimensionnement des aménagements

Le canal est conçue pour drainer les eaux pluviales provenant du bassin pour un débit décennale, $Q=265.97\text{m}^3/\text{s}$, sur 5 tronçons et d'une distance globale de 3360 m.

La section retenue pour tous les tronçons est de forme trapézoïdale en béton armé.

IV.3.2.1 Calcul de la pente critique des tronçons

$$I_{ct} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R_h}$$

Tableau (IV.4) Paramètre de calcul de la pente critique.

h_c	S_{mc}	P_{mc}	R_{hc}	K_s	I_c
2,96	53,16	17,93	2,98	70	0,0017

IV.3.2.2. Calcul du tronçon A-B

Tableau (IV.5) Donnée pour le premier tronçon.

Q (m ³ /s)	Fruit	Pente (m/m)	Distance (m)	K_s
265.97	1	0.008	133.3	70

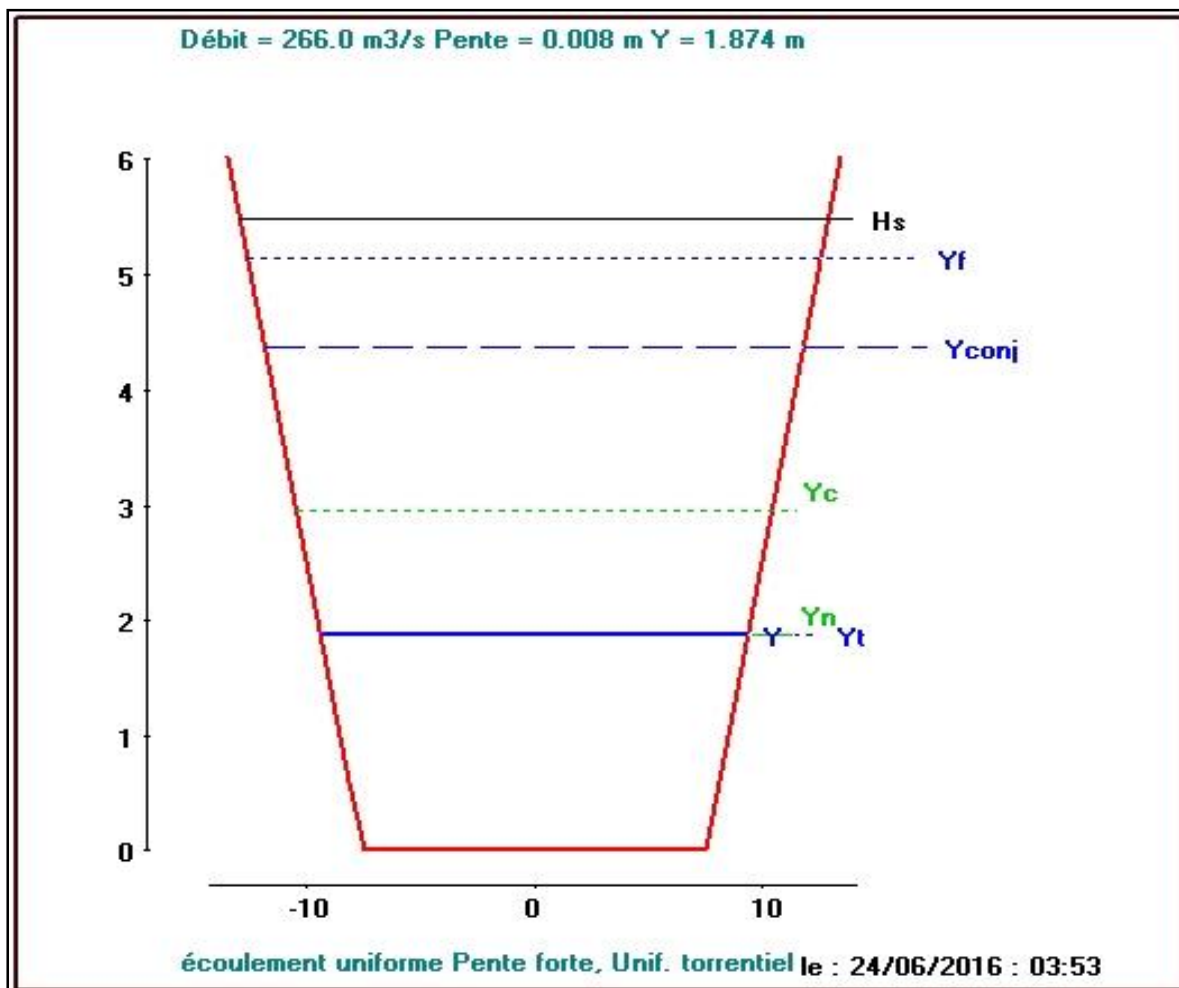


Figure (IV.2) Caractéristiques hydrauliques du tronçon A-B.

Tableau (IV.6) Récapitulation des paramètres hydrauliques du tronçon A-B.

b (m)	h (m)	S_m (m^2)	P_m (m)	R_h (m)	I (m/m)	K_s	V (m/s)	Q (m^3/s)
15	1,87	31,62	20,3	1,56	0,008	70	8,41	256,97
m	h_c (m)	J	H_s (m)	H_{sc} (m)	F_r	L_p (m)	J-I	L (m)
1	2,96	0,008	5,48	4,24	2,07	18,74	0	133,3

IV.3.2.3. Calcul du Tronçon B-C**Tableau (IV.7)** Donnée pour le deuxième tronçon.

Q (m^3/s)	Fruit	Pente (m/m)	Distance (m)	K_s
265,97	1	0,0072	804,1	70

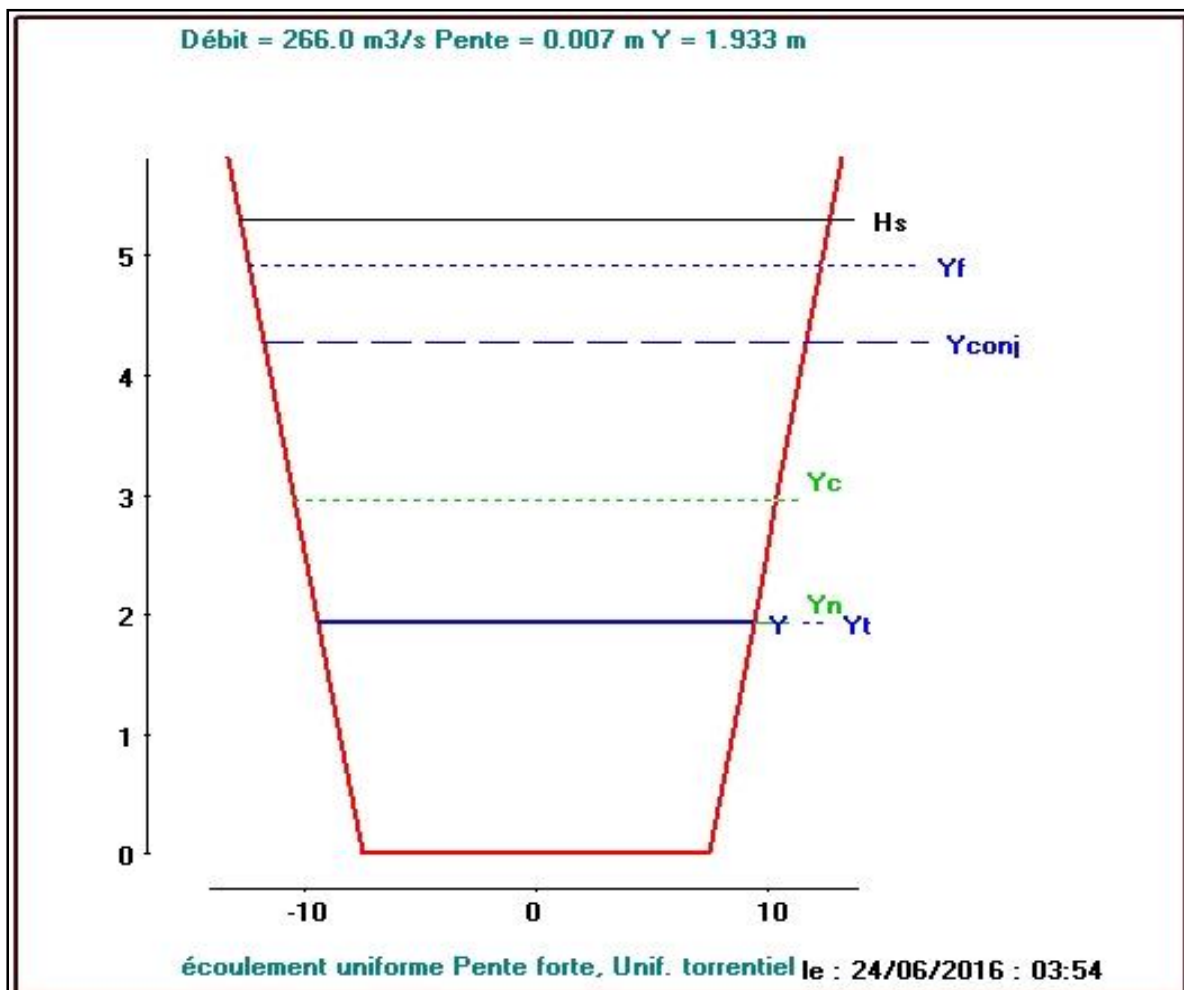
**Figure (IV.3)** Caractéristiques hydrauliques du tronçon B-C.

Tableau (IV.8) Récapitulation des paramètres hydrauliques du tronçon B-C.

b (m)	h (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	I (m/m)	K _s	V (m/s)	Q (m ³ /s)
15	1,93	32,74	20,47	1,6	0,0072	70	8,12	265,97
m	h _c (m)	J	H _s (m)	H _{sc} (m)	F _r	L _p (m)	J-I	L (m)
1	2,96	0,0072	5,3	4,24	1,97	18,87	0	804,1

IV.3.2.4. Calcul du Tronçon C-D

Tableau (IV.9) Donnée pour le troisième tronçon.

Q (m ³ /s)	Fruit	Pente (m/m)	Distance (m)	K _s
265.97	1	0.0026	926,8	70

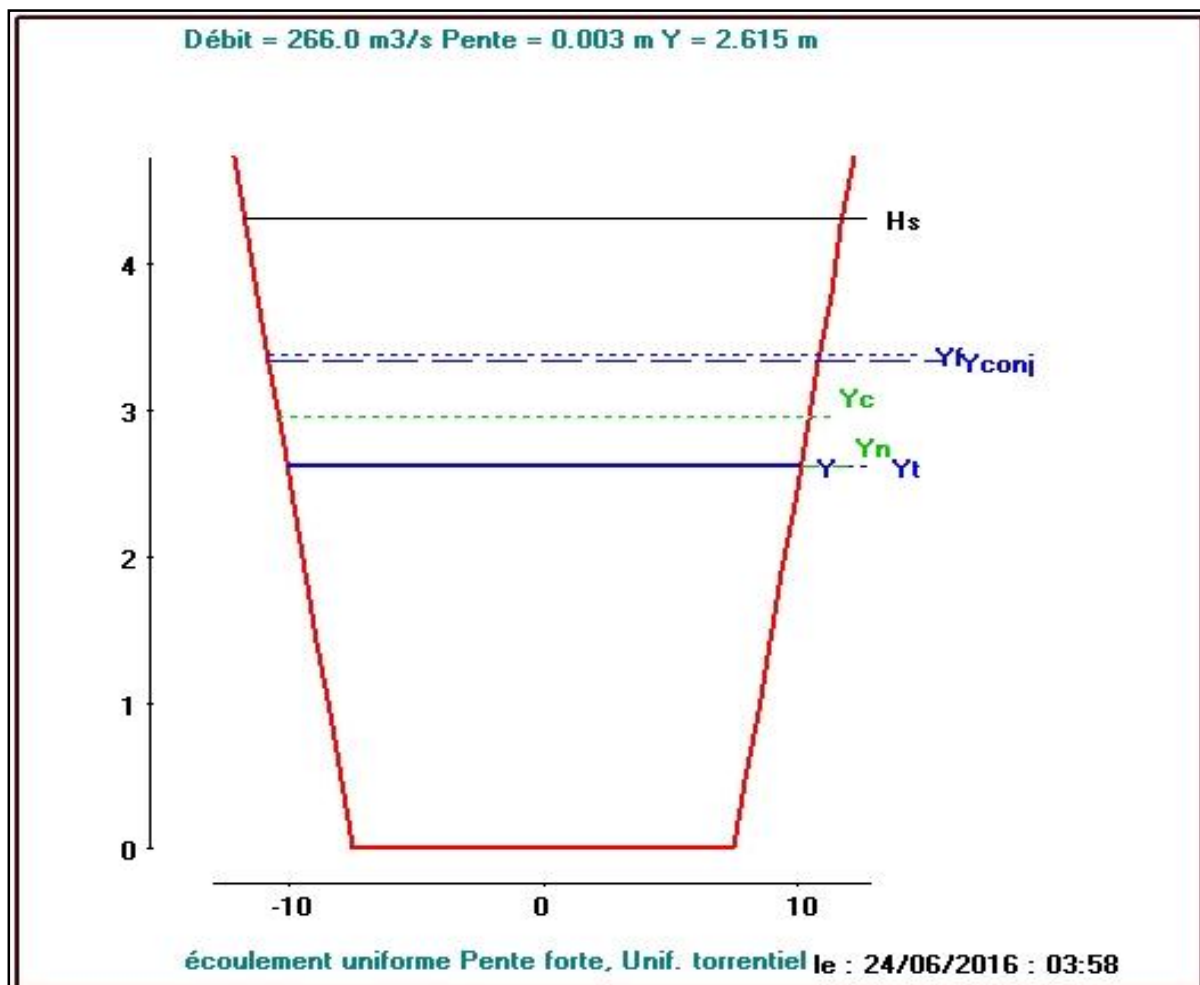


Figure (IV.4) Caractéristiques hydrauliques du tronçon C-D.

Tableau (IV.10) Récapitulation des paramètres hydrauliques du tronçon C-D.

b (m)	h (m)	S_m (m^2)	P_m (m)	R_h (m)	I (m/m)	K_s	V (m/s)	Q (m^3/s)
15	2,62	46,07	22,4	2,06	0,026	70	5,77	265,97
m	h_c (m)	J	H_s (m)	H_{sc} (m)	F_r	L_p (m)	J-I	L (m)
1	2,96	0,0026	4,31	4,24	1,22	20,23	0	926,8

IV.3.2.5. Calcul du Tronçon D-E**Tableau (IV.11)** Donnée pour le quatrième tronçon.

Q (m^3/s)	Fruit	Pente (m/m)	Distance (m)	K_s
265.97	1	0.005	925,6	70

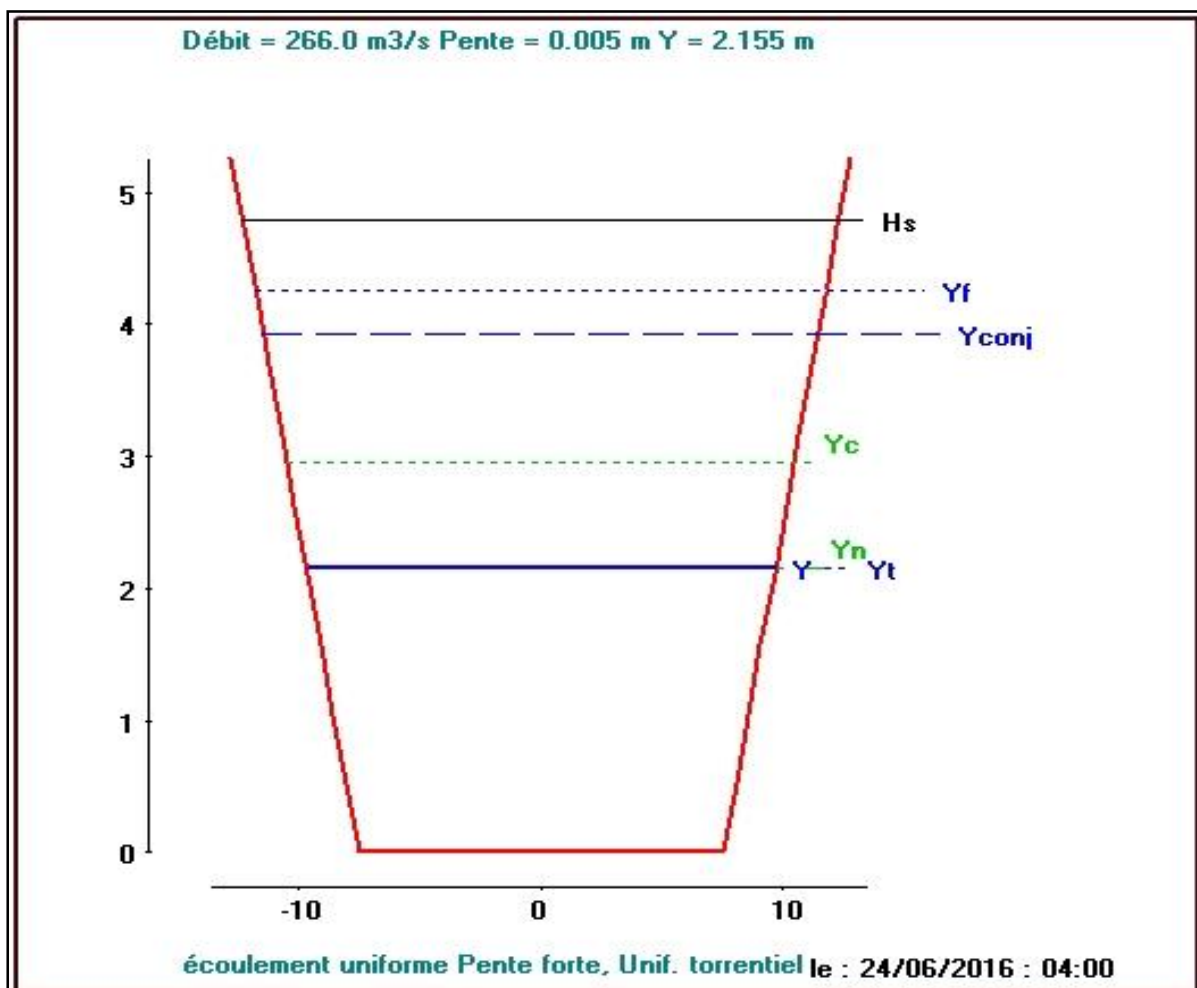
**Figure (IV.5)** Caractéristiques hydrauliques du tronçon D-E.

Figure (IV.12) Caractéristiques hydrauliques du tronçon D-E.

b (m)	h (m)	S_m (m^2)	P_m (m)	R_h (m)	I (m/m)	K_s	V (m/s)	Q (m^3/s)
15	2,15	36,97	21,1	1,75	0,005	70	7,19	265,97
m	h_c (m)	J	H_s (m)	H_{sc} (m)	F_r	L_p (m)	J-I	L (m)
1	2,96	0,005	4,79	4,24	1,66	19,30	0	925,6

IV.3.2.6. Calcul du Tronçon E-F

Tableau (IV.13) Donnée pour le cinquième tronçon.

Q (m^3/s)	Fruit	Pente (m/m)	Distance (m)	K_s
265.97	1	0.003	570	70

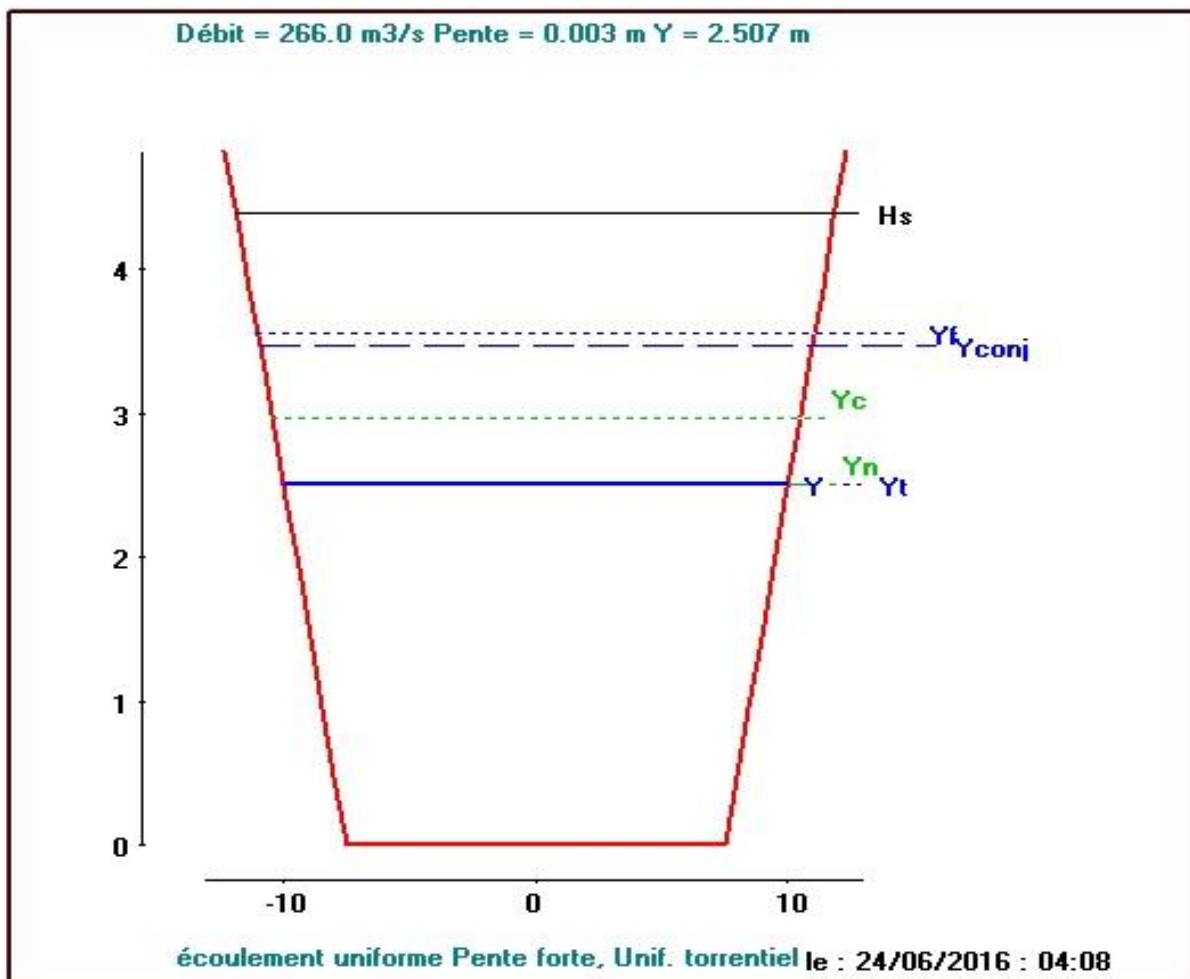
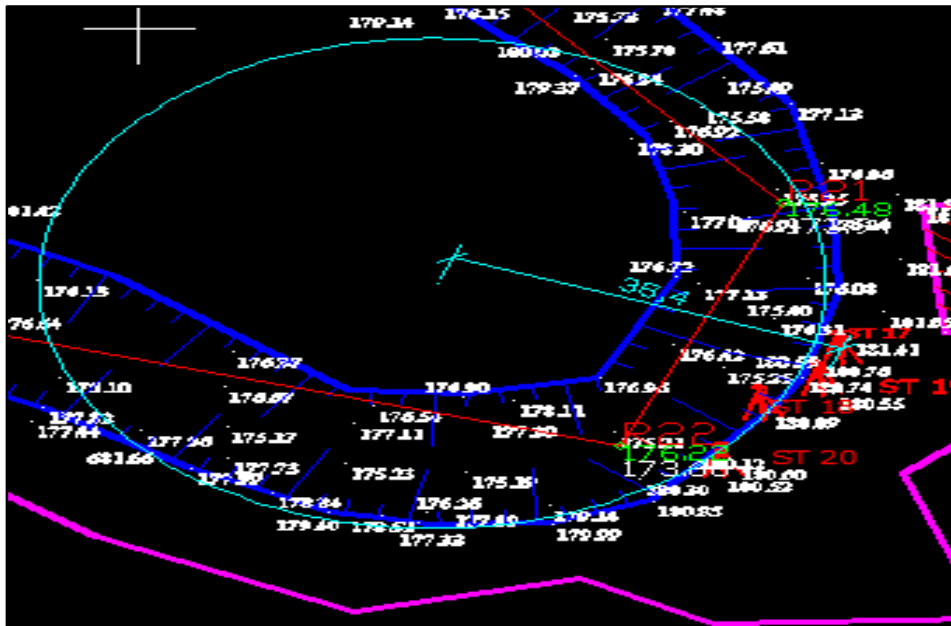


Figure (IV.6) Caractéristiques hydrauliques du tronçon E-F.

Tableau (IV.14) Caractéristiques hydrauliques du tronçon E-F.

b (m)	h (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	I (m/m)	K _s	V (m/s)	Q (m ³ /s)
15	2,5	43,9	22,09	1,99	0,003	70	6,06	265,97
m	h _c (m)	J	H _s (m)	H _{sc} (m)	F _r	L _p (m)	J-I	L (m)
1	2,96	0,003	4,38	4,24	1,31	20,01	0	570

IV.3.2.7. Calcul de l'élévation de courbure

**Figure (IV.7)** La courbure de rayon minimale dans le canal.

$$\Delta H = \frac{V^2}{g} \log \left(1 + \frac{L}{R} \right)$$

$$R=38,4 \text{ et } L=18,86$$

$$\Delta H = 1,2 \text{ m}$$

Remarque

Pour tous les tronçons on ajoute à la hauteur une revanche $\frac{\Delta H}{2} = 0,6 \text{ m}$ qui correspond à l'élévation des courbures sur la paroi extérieure.

IV.3.3. Calcul et tracé du linge d'eau

Tableau (IV.15) Caractéristique de la ligne d'eau.

Les tronçons	Débit (m ³ /s)	K _s	I (m/m)	h _n (m)	h _c (m)	Régime	L (m)
A-B	265,97	70	0,008	1,87	2,96	T	133,3
B-C	265,97	70	0,0072	1,93	2,96	T	804,1
C-D	265,97	70	0,0026	2,61	2,96	T	926,8
D-E	265,97	70	0,005	2,15	2,96	T	925,6
E-F	265,97	70	0,003	2,51	2,96	T	570

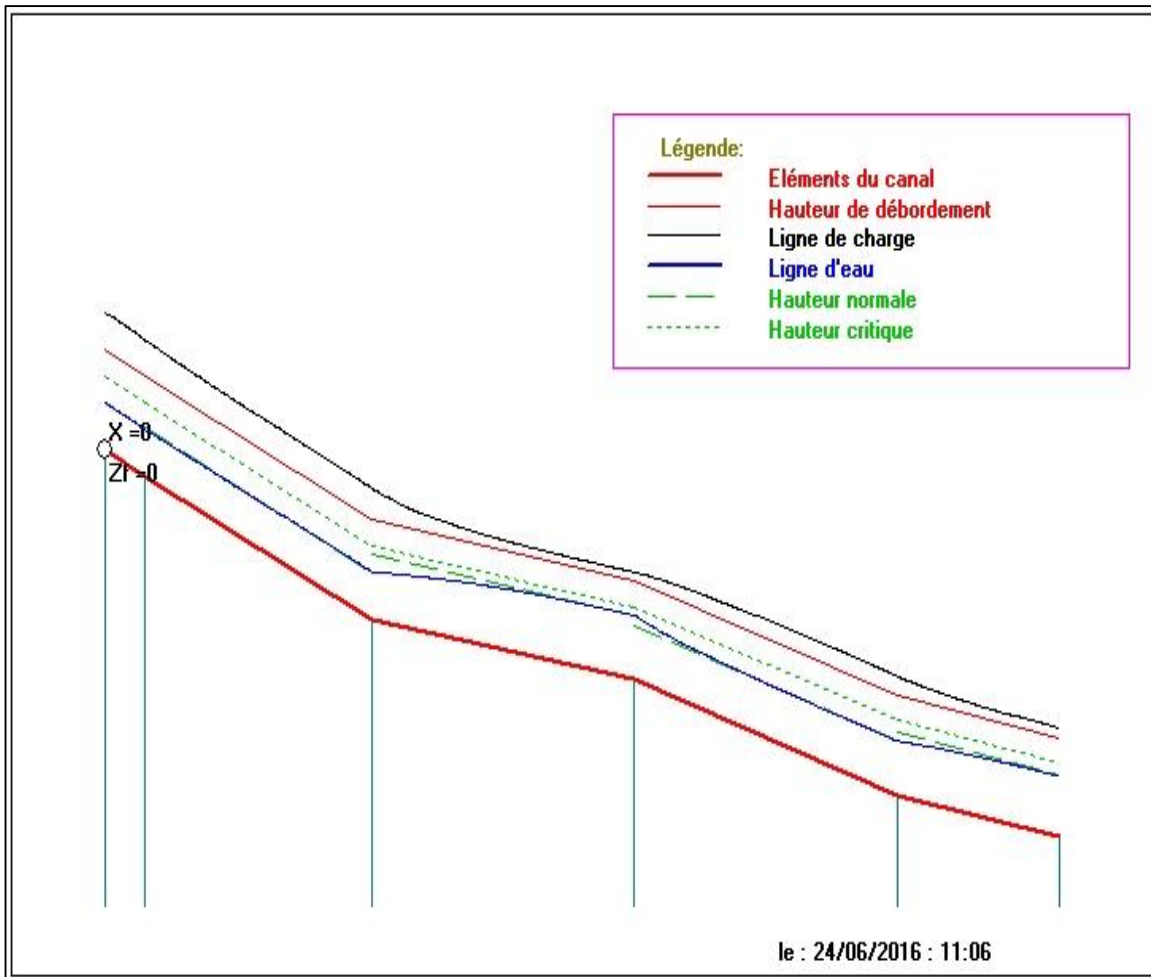


Figure (IV.8) Schéma de la ligne d'eau.

Conclusion :

Le dimensionnement a été établi en tenant des différentes contraintes. On a ressorti un écoulement torrentiel. tout le long du canal ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieure à la hauteur critique avec des nombres de Froude comprise entre 1.22 et 2.06 Les vitesses admissible allant de 5 à 9 m/s pour une meilleur protection des parois contre l'érosion. Ces résultats nous a permet de conclure sur l'absence de débordement le long du canal et que ça capacité est suffisante pour évacuer le débit de crue du projet en toute sécurité.

Références bibliographiques

[1] **BADNI. N**, Protection de la ville de Boualil (W. de Chlef) contre les inondations. ENSH.

[2] **CARLIER. M**, Hydraulique générale et appliquée. P166.

[3] **LABORD. J.P**, Eléments d'hydrologie de surface, (1987) P98.

Tome 1 : Le milieu hydrologique – l'acquisition des données.

Tome 2 : Critique et analyse statistique des données hydrologique.

[4] **LEDOUX BRUNO**, La gestion du risque inondation, TEC & DOC, P60.

[5] **NEDELEC. Y**, Activités rurales et inondations, Connaissances et bonnes pratiques, EDITION (1998), P270.

[6] **ROCHE. M**, Hydrologie de surface. Edition (1963), Paris.

[7] **TOUAIBIA. B**, Manuel pratique d'hydrologie. Presses Madani Frères. , Blida, Algérie.

[8] **VERNIERS. G**, Aménagement écologique des berges et des cours d'eaux.

[9] **WALTER H.GRAF et ALTINAKAR, M.S**, écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple, Hydraulique Fluviale, suisse.

Conclusion générale

Dans notre travail, on peut conclure que l'aménagement des oueds contre les crues et les inondations est considérée comme étant une nécessité indispensable afin de réduire les dégâts humains, matériels et économiques. D'autres par l'aménagement des oueds dans les villes reposent sur plusieurs critères, dépendant de la topographie du terrain, la nature du terrain, la surface du bassin versant, la quantité de l'eau à évacuer et le plan d'urbanisation de l'agglomération.

Une description plus ou moins détaillée du site. Puis une étude hydrologique qui, de par son importance nous a permis de déterminer les débits de crue qui s'est fait par des méthodes empiriques avec une période de retour de 50 ans. Notre choix est basé sur la méthode qui nous a donné un débit maximum pour assurer la protection. En suite un choix est porté sur le type de variante utilisé dans la conception du canal drainant les eaux pluviales du bassin versant étudiée.

L'aménagement du cours d'eau par un canal trapézoïdale en béton armé de 3 kilomètres de longueur commence à partir de l'exutoire du bassin versant pour une évacuation rapide et continue de la crue, toutes on assurant une hauteur d'eau qui ne dépasse pas les hauteurs des berges du canal pour un débit de crue maximale d'une période de retour de 50ans.

Enfin, cette étude comme nous l'espérons, va contribuer à mettre fin ou au moins minimiser le risque encourue par la ville d'El-Abadia dont le but d'amortir l'ampleur des dégâts occasionnés à chaque événement.

Résumé :

Notre travail a pour objet de faire une étude sur l'oued Boukali qui se situe à la ville d'El-Abadia wilaya d'Ain-Defla, dont le but est d'aménager l'oued pour la protection contre les inondations. Notre étude comprend plusieurs parties fondamentales qui sont :

- une étude géologique et topographique de la zone.
- une étude hydrologique du bassin versant pour quantifier le débit de crue probable.
- une étude de dimensionnement du canal.

Abstract:

Our job is to do a study on the river, which is at the Boukali, city El-Abadia wilaya of Ain-Defla, whose goal is the development of this river for protection against floods. Moreover, our study has several basic parts that are:

- Geological survey and topographical of the area.
- The study of hydrological catchment to quantify the probable flood flow.
- Design of cranberry.