



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : ASSAINISSEMENT

THEME

**Protection contre les inondations de la région d'ES-SEBT
(W.SKIKDA)**

Présenté par :

M^{lle} : BOUNIF Yousra.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^{me} DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^{me} HACHEMI Abedlkader	M.A.A	Examineur
M ^{me} BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^r YAHIAOUI Samir	M.A.A	Promoteur

Septembre 2016

Remercîment

Le succès fut toujours l'enfant de l'audace. A travers cette citation, je tiens à remercier le **Dieu** pour sa clémence et sa miséricorde.

Au terme de cette thèse, je suis fier d'exprimer mes remerciements à tous ceux qui ont contribué de loin ou de proche à l'élaboration de ce mémoire.

En premier lieu, je tiens à remercier très vivement mon encadreur **Monsieur Yahiaoui Samir** pour sa générosité, ses conseils, ses commentaires efficaces et son aide incessante.

Mes vives gratitudes s'adressent à **Madame Meddi Hind** qui a bien voulu présider mon jury, je la remercie pour sa disponibilité et pour son aide précieuse.

Mes remerciements vont également à tous les membres de jury, pour avoir accepté d'en faire partie et pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce mémoire **Monsieur Dernouni Youcef, Monsieur Hachemi Abdelkader et Monsieur Bounnah Younes.**

J'aimerais bien adresser mes vifs remerciements pour **Monsieur Boukhlifa Mostapha** pour son aide, ses précieux conseils et sa disponibilité.

Un grand merci à **Monsieur Hadour Ali, Monsieur Laouar Toufik et Monsieur Chekroud Reda** pour leurs aides c'est très gentille de votre part.

Je tiens à remercier chaleureusement **Monsieur Derradj Nidal** pour son aide précieuse, sa disponibilité, ses encouragements incessants et son soutien le long de mon parcours. Je vous dis encore une fois merci beaucoup.

Dédicace

A ceux qui me sont les plus chers.

A ceux qui ont toujours cru en moi.

A ceux qui ont toujours m'encouragé.

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma grande mère et mon grand père.

A ma très chère mère :

Ta patience, ton bienveillance, ton dévouement et ton courage sont admirables. Tu étais toujours présente pour nous écouter, nous réconforter et nous montrer le droit chemin. Tu as déployé énormément d'efforts pour que nous ne manquions de rien.

Je t'aime et je te souhaite une longue vie pleine de santé et du bonheur.

A mon très cher père :

Je tiens à exprimer ma gratitude pour l'altruisme et les sacrifices sans limites dont tu a toujours fait preuve, malgré les péripéties de la vie, je ne pourrais pas rendre ne serait-ce qu'une partie infime de ce que je lui dois. Je t'aime papa.

A mes très chers frères :

ANOIR, ANIS & YAHIA.

Ceci est un témoignage de mon profond attachement et reconnaissance pour votre soutien et votre présence indispensable.

A mes très chères oncles et tantes :

Vos grands cœurs, vos qualités humaines m'ont toujours impressionnée Vous m'aviez soutenu dans les différentes étapes de ma vie et de mes études. Je vous aime.

A mes très chers cousins :

Je vous aime mes frères et mes sœurs.

A mes chères amies et sœurs du cœur :

DIKRA, HOUDA & DORIA

Nous voilà arrivées à la fin d'un long et difficile parcours. Vous êtes plus que des amies, vous êtes des sœurs. Vous étiez toujours présentes pour me soutenir, m'écouter et me gâter, vous m'avez beaucoup aidé, je vous en serai toujours reconnaissante. Je vous aime mes sœurs et je vous dédie ce modeste travail.

A mes très chères choupinettes :

AMIRA, CHAIMA, RYM, KIKI & CHIMCHIAM YZ

Mes petites fleurs je vous aime beaucoup.

A ma chère amie d'enfance :

BESMA HENDEI

Tu es une sœur formidable, tous les mots du monde ne peuvent exprimer mon amour et ma reconnaissance envers toi.

Je t'aime mon âme- sœur.

A mon très cher ami d'enfance :

DERRADJ NIDAL

Je te dédie à mon cœur ce modeste travail, je ne trouve pas des mots pour te remercier.

Merci beaucoup mon trésor.

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	2
I. Présentation de la zone d'étude	2
I.1 Situation géographique de la ville d'Es Sebt	2
I.2 Situation climatique	3
I.2.1 Le climat	3
I.2.2 Pluviométrie	3
I.2.3 Température.....	3
I.2.4 Evaporation	5
I.2.5 Humidité relative.....	5
I.2.6 Vent	6
I.3 Situation topographique	7
I.4 Situation géologique et géotechnique	7
I.5 Tectonique.....	7
I.6 La sismicité	7
I.7 Infrastructure et réseau	7
1.7.1 Réseau d'alimentation en eau potable	7
2.7.1 Réseau d'assainissement.....	7
1.3 Urbanisation et population	7
II. Présentation du bassin versant	10
II.1 Notion de bassin versant.....	10
II.2 Morphométrie	10
II.2.1 Topographique	11
II.2.2 Surface.....	11
II.2.3 Périmètre.....	11
II.2.4 Indice de compacité de Gravelius	11
II.2.5 Le rectangle équivalent	11
II.3 Relief.....	12
II.3.1 Les courbes hypsométriques.....	12
II.3.2 Altitudes caractéristiques.....	13
II.3.3 Indice de pente global(Ig).....	14
II.3.4 Dénivelée spécifique « Ds ».....	14
II.4 Pente moyenne du bassin versant « las »	15

II.5	Caractéristique du réseau hydrographique.....	15
II.5.1	Hiérarchisation du réseau	15
II.5.2	Densité de drainage.....	16
II.5.3	Pente moyenne du cours d'eau principale.....	16
II.5.4	Temps de concentration.....	17
II.5.5	Vitesse moyenne de ruissellement	18

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

Figure I.1.Présentation géographique de la commune d'ES-SEBT.....	2
Figure I.2. Histogramme des précipitations mensuelles moyennes	3
Figure I.3.Représentation graphique des températures mensuelles moy;max et min	4
Figure I.4.Histogramme de l'évaporation mensuelle moyenne en (mm)	5
Figure I.5.Histogramme de l'humidité moyenne mensuelle.....	6
Figure I.6.Histogramme représente la vitesse moyenne mensuelle des vents	6
Figure I.7.Carte représetant la sismicité de notre zone d'étude.	8
Figure II.1.Limite du bassin versant "CHABAT LAKHALIA "	10
Figure II.2.Courbe hypsométrique du bassin versant.....	13
Figure II.3.Classification du Scum... ..	16

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE.

Figure.II. 1.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	26
Figure.II. 2.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	28
Figure.II. 3.Représentation graphique de l'ajustement de la loi de GEV	29
Figure.II. 4.Comparaison des trois méthodes d'ajustement.....	30
Figure.II. 5.Comparaison des trois méthodes d'ajustement pour T=100ans	30
Figure.II. 6.Courbes des pluies-durées-fréquences	33
Figure. II. 7.Courbes intensités-durées-fréquences	33
Figure.II. 8. Hydro-gramme des crues	38
Figure.II. 9.Localisation des différentes catégories d'occupation du sol dans le bv	39
Figure.II. 10.Positionnement des trois éléments hydrologique sur HEC-RAS.....	41
Figure.II. 11.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 100ans	42
Figure.II. 12.Hydro-gramme de crue pour un période de retour de 50 ans.....	43
Figure.II. 13.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 20 ans	44
Figure.II. 14.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 10 ans	45

CHAPITRE III : ANALYSE DE CONDITIONS NATURELLES DU FONCTIONNEMENT DE L'OUED ET MISE EN EVIDENCE DES ZONE VULNERABLES

Figure.III. 1.L'entrée de la conduite	47
Figure.III. 2.La sortie de la conduite	47
Figure.III. 3.Regard ouvert.....	47
Figure.III. 5. Regard en béton armé	48
Figure.III. 6. Regard ouvert proche au point de rejet.....	48
Figure.III. 4Regard en bon état	48
Figure.III. 7. L'avant entrée du collecteur	49
Figure.III. 8.Point de rejet des déchets domestique à l'entrée du collecteur	50
Figure.III. 9. Conservation de la charge entre deux sections	51
Figure.III. 10.Découpage de la section pour le recalcul du frottement	52
Figure.III. 11.Elément de volume élémentaire de contrôle.....	52

LISTE DES FIGURES

Figure.III. 12. Le tracé de l'oued avec ses différentes coupes.....	54
Figure.III. 13.Profil en long de CHAABAT LAKHALIA à son état naturel	55
Figure.III. 14. Aperçu sur notre zone inondable.....	56

CHAPITRE IV : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MOYENS DE PROTECTIONS CONTRE LES INONDATIONS.

Figure.IV. 1.Dragage d'un cours d'eau	58
Figure.IV. 2.Rectification d'un cours d'eau	58
Figure.IV. 3.Recalibrage d'un cours d'eau	59
Figure.IV. 4.Reprofilage d'un cours d'eau.....	59
Figure.IV. 5.Canalisation d'un cours d'eau.....	60
Figure.IV. 6.Endiguement d'un cours d'eau	60
Figure.IV. 7.Restauration d'un cours d'eau	61
Figure.IV. 8.Entretien d'un cours d'eau	61
Figure.IV. 9. Ensemencement sur toile de juste, partiellement réussi	62
Figure.IV. 10.Tapis vivant	63
Figure.IV. 11.Boutures.....	63
Figure.IV. 12. Plançons (utilisées en reconstitutions des berges).....	64
Figure.IV. 13.Fascines	65
Figure.IV. 14.Treillis de branches.....	66
Figure.IV. 15.Epis vivants (en plan et en coupe)	66
Figure.IV. 16.Tunages et divers types de remblait de pied de berge	67
Figure.IV. 17.Ouvrages d'ecretement des crues	68
Figure.IV. 18.Barrage d'ecretement des crues	68
Figure.IV. 19.Bassin de rétention à rejet limite	69
Figure.IV. 20.Seuils en bois	69
Figure.IV. 21.Endiguement des berges	70

CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES.

Figure .V. 1.Profil en long de la première variante.....	77
Figure .V. 2.Profil en long de la deuxième variante	78
Figure .V. 3.Profil en long de la troisième variante	79

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET.

Figure.VII. 1.Pelle à chenille avec godet à position rétro	90
Figure.VII. 2.Bulldozers.....	91
Figure.VII. 3.Chargeur pneumatique	91
Figure.VII. 4.Camion à benne	92
Figure.VII. 5.Bétonnière au cours de fonction.....	92
Figure.VII. 6.Pipelayers	93
Figure.VII. 7.Calcul de déblai.....	94
Figure.VII. 8.Calcul du remblai	95

LISTE DES FIGURES

Figure.VII. 9.Réseau à noeud pour la partie amont (Oued)	103
Figure.VII. 10.Réseau à noeud pour la partie avale (collecteur).....	103
Figure.VII. 11.Diagramme de Gantt partie amont (Oued).....	104
Figure.VII. 13.Diagramme de Gantt partie avale (collecteur)	105

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau: I. 1: Moyennes mensuelles des précipitation (période:2001-2010)	3
Tableau: I. 2: Moyennes mensuelles annuelles du température (période:2001-2010).....	4
Tableau: I. 3: Moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation (période:2001-2010)	5
Tableau: I. 4: Moyennes mensuelles et annuelles de l'humidité(période:2001-2010)	5
Tableau: I. 5: Moyennes mensuelles et annuelles de la vitesse des vents (période:2001-2010).	6
Tableau: I. 6: Direction et fréquence des vents (période:2001-2010).....	7
Tableau: I. 7: Evolution de la population de la ville (1987-2008)	9
Tableau: I. 8: Evolution de la population de la ville	9
Tableau II. 1: Les paramètres morpho-métrique du bassin versant	12
Tableau II. 2: Surfaces partielles par tranches d'altitude.....	13
Tableau II. 3: Altitudes caractéristiques.....	14
Tableau II. 4: Classification du relief.....	15
Tableau II. 5: Indice de pente global et son classification	15
Tableau II. 6: Classification du relief.....	15
Tableau II. 7: Dénivléée spécifique	15
Tableau II. 8: Pente moyenne du bassin versant	16
Tableau II. 9: Densité et drainage	17
Tableau II. 10: Pente moyenne du cours d'eau.....	18
Tableau II. 11: Temps de concentration.....	18
Tableau II. 12: Vitesse de ruissellement	19
Tableau II. 13: Récapitulation des caractéristiques hydro-morphométrique du bassin versant	19

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 1: Caractéristique du poste pluviométrique d'AZZABA	21
Tableau II. 3: Série d'observation des précipitations maximales journalières du pposte pluviométrique AZZABA PIPINERE.....	22
Tableau II. 4: Série pluviométrique en ordre croissant	23
Tableau II. 5: Série pluviométrique en ordre croissant	23
Tableau II. 6: Détermination de la taille plus grande	24
Tableau II. 7: Détermination de la taille plus grande	24
Tableau II. 8: Résultats de test de Mood	24
Tableau II. 9: Résultats de test deMOOD	24
Tableau II. 10: Les paramètres de la loi de Gumbel issus de la méthode des moments	25
Tableau II. 11: Les paramètres de la loi de Gumbel issus de la méthode des moments	25
Tableau II. 12: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	26
Tableau II. 13: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	26
Tableau II. 14: Les paramètres de la loi de Galton	27
Tableau II. 15: Les paramètres de la loi de Galton	27
Tableau II. 16: Les paramètres de la loi de GEV	29
Tableau II. 17: Les paramètres de la loi de GEV	29

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 18: Pluie et intensité maximales de durée t(h) et de période de retour T	32
Tableau II. 19: Pluies et intensités maximales de durée t(h) et de période de retour T	32
Tableau II. 20: Valeurs du coefficient de ruissellement c	34
Tableau II. 21: Valeurs du coefficient de ruissellement C	34
Tableau II. 22: Valeur de α	35
Tableau II. 23: Valeur de a	35
Tableau II. 24: Calcul des débits des crues par la formule de TURAZZA	36
Tableau II. 25: Calcul des débits des crues par la formule de Turazza	36
Tableau II. 26: Calcul des débits des crues par la formule de GIANDOTTI	36
Tableau II. 27: Calcul des débits des crues par la formule de GIONDATTI	36
Tableau II. 28: Calcul des débits des crues par la formules de SOKOLOVOSKY	36
Tableau II. 29: Calcul des débits des crues par la formule de SOKOLOVOSKY	36
Tableau II. 30: Débits de crue par les trois méthodes	36
Tableau II. 31: Débits de crue par les trois méthodes	36
Tableau II. 32: Hydro-gramme des crues diérentes de retour	37
Tableau II. 33: Hydro gramme des crues pour différentes périodes de retour	37
Tableau II. 34: Catégorie d'occupation du sol et valeurs de CN	39
Tableau II. 35: Catégories d'occupation du sol et valeurs de CN	39
Tableau II. 36: Calcul de CN*S pour le bassin versant	40
Tableau II. 37: Calcul de CN*S pour le vassin versant	40
Tableau II. 38: Cacul de CNp du bassin versant	41
Tableau II. 39: Calcul de CNp du bassin versant	41
Tableau II. 40: Calcul de coefficient d'imperméabilité	41
Tableau II. 41: Calcul de coefficient d'imperméabilité	41
Tableau II. 42: Les entrées du modèle HEC-HMS	42
Tableau II. 43: Les entrées du modèle HEC-HMS	42
Tableau II. 44: Les valeurs de débits données par le modèle HEC-HMS	46
Tableau II. 45: Les valeurs de débits par le modèle HEC-HMS	46

CHAPITRE III : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES DU

FONCTIONNEMENT DE L'OUED ET MISE EN EVIDENCE DES ZONE

VULNERABLES

Tableau III. 1: Les données nécessaires pour le recalcul du diamètre	49
Tableau III. 2: Les données nécessaire pour le recalcul du diamètre	49
Tableau III. 3: Les valeurs attribuées au coefficient de Manning	54

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau V. 1 : Caractéristique des sous tronçons aménagées du CHAAABAT LAKHALIA	73
Tableau V. 2: Calcul des caractéristiques géométriques de la première variante	74
Tableau V. 3: Présentation des avantages et inconvénients de la première variante	74
Tableau V. 4: Les dimensions et la vitesse admissible pour les gabions	75
Tableau V. 5: Calcul des caractéristiques géométrique de la deuxième variante	75
Tableau V.6: Présentation des avantages et inconvénients pour la deuxième variante	76

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 7: Calcul de la caractéristique géométrique de la troisième variante	76
Tableau V. 8: Estimation de la quantité des travaux de génie civil pour la première variante	80
Tableau V. 9: Cout de la première variante	81
Tableau V. 10: Estimation de la quantité des travaux de génie civil pour la deuxième variante	81
Tableau V. 11: Cout de la deuxième variante	81
Tableau V. 12: Estimation de la quantité des travaux de génie civil pour la troisième variante	82
Tableau V. 13: Cout de la troisième variante	82
Tableau V. 14: Cout des variantes	83

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE

Tableau VI. 1: Calcul hydraulique du collecteur principal.....	86
--	----

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET.

Tableau VII. 1: Détermination des paramètres pour le calcul du devis ds collecteurs	98
Tableau VII. 2: Détermination des différents volumes pour chaque collecteur.....	98
Tableau VII. 3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet	99
Tableau VII. 4: Temps de réalisation pour chaque tache	102
Tableau VII. 5: Relation entre les taches	104

Liste des abréviations

- **APC** : Assemblée Populaire Communale.
- **ONM** : l'Office national de météorologique.
- **R.P.A** : Règlement Parasismique Algérien.
- **DPAT** : La Direction de la Planification de l'Aménagement du Territoire.
- **ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydraulique.
- **HEC-RAS** : Hydrologic Enginiers Center Rivers Analysis System.
- **HDC** : Hydraulic Design &Construction.
- **BET** : Bureau d'Etude Technique.

Liste de planches :

Planche N°01 : Carte des zones inondables de CHAABAT LAKHALIA.

Planche N°02 : Plan d'aménagement de CHAABAT LAKHALIA.

Planche N°03 : Profil en long de CHAABAT LAKHALIA (W.SKIKDA)

ملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى حماية بلدية السبت بولاية سكيكدة ضد الفيضانات الناجمة عن مياه شعبة لكحالية المارة بالمدينة. حيث تطرقنا في مشروعنا هذا إلى إحاطة شاملة بالفيضانات و دراسة هيدرولوجية للحوض وذلك لتحديد منسوب الفيضانات المتوقعة باستخدام طريقتين الأولى من خلال العلاقات التجريبية و الثانية نموذجية باستخدام نموذج HEC HMS. أخيرا قمنا بمناقشة البديل المختار بالتفصيل مع تحديد فترة و تكاليف تنفيذ هذا المشروع.

Résumé :

L'objet de cette étude est de protéger la ville d'ES-SEBT wilaya de SKIKDA contre les inondations, causées par le débordement de chaabat LAKHALIA qui traverse la ville.

Pour ce faire, une présentation de la problématique de la zone d'étude a été consacrée, appuyée par une étude hydrologique du bassin versant.

Le débit de crues probables a été déterminé avec deux méthodes : les formules empiriques et une modélisation pluie-débit à l'aide du logiciel de calcul HEC-HMS.

Finalement, la variante retenue est traitée en détail avec la détermination du coût et la durée de réalisation du projet.

Abstract :

The purpose of this study is to protect the town of ES SEBT SKIKDA against floods caused by river flooding Chaabat LAKHALIA. We began our project with a presentation of our town. After that we moved to generalities about flood, and a hydrological study of our watershed to determine water flow of probable growth with two methods. In the first one we used empirical formulas, in the other we used a rain-flow modelisation with HEC HMS. Finally the variant adopted was discussed in detail with the determination of cost and period of project implementation.

Introduction générale

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes, l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction d'équipements et d'activités. Au sens large, les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèche dans les digues) etc....

L'Algérie, de sa part est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels, Comme le cas des inondations de **Bâb-el-Oued et Ghardaïa.**

Le développement récent de la population de la commune d'ES-SEBT, à laquelle se rattache le présent projet, qui a doublé au cours des vingt dernières années en entraînant une intense urbanisation, qui s'est heurté aux contraintes du relief.

On a pu assister à une extension incontrôlée de l'habitat dans les berges de CHAABAT LAKHALIA. Ce dernier phénomène a gravement modifié les conditions de passage des crues et accru de façon inadmissible les risques de destruction et d'accidents majeurs liés à ces événements.

Et vue que notre zone est traversée par cette CHAABAT LAKHALIA de moyenne importance, qui sont à l'origine de débordements récurrents causant des problèmes pour les habitats. Pour y remédier à cette situation l'objet de notre travail, est de concevoir un système de protection.

Afin de bien mener cette étude nous avons opté pour un plan de travail scindé en 7 chapitres :

- Présentation de la zone d'étude.
- Etude hydrologique.
- Analyse des conditions du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.
- Etude bibliographique sur les moyens de protection contre les inondations.
- Etude des variantes.
- Calcul hydraulique.
- Organisation de chantier.

Chapitre I :
Présentation de la zone d'étude.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. Présentation de la zone d'étude

Introduction

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude au point de vue géographique, climatique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique.

Ces données nous serviront à proposer une solution pour la protection de la commune et éviter le débordement des cours d'eaux traversant cette dernière.

I.1 Situation géographique de la ville d'Es Sebt

Le village d'Es Sebt, chef lieu de commune dépendant administrativement de la daïra d'Azzaba, est situé à 10 kms environ au Sud Est de cette dernière, et de 9 kms de la RN 3.

Il est délimité :

- Au Nord : par la commune d'Azzaba.
- Au Sud : par la commune Ouled Hbaba.
- A l'Est : par la commune Ain Charchar et Bekouche Lakhder.
- A l'Ouest : par la commune El -Ghadir et Zardzas.



Source : APC- Es sebt.

Figure I.1. Présentation géographique de la commune d'ES-SEBT.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I.2 Situation climatique

I.2.1 Le climat

Le village d Es Sebt fait partie de la zone subhumide, qui se caractérise par un hiver froid et humide et un été chaud et sec.

I.2.2 Pluviométrie

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles, leur répartition mensuelle qui influence directement sur les régimes hydrologiques et leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

Nous utilisons les données disponibles au niveau de l'ONM.

Tableau I.1: Moyennes mensuelles des précipitations (période:2001-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	M.A
P (mm)	53.9	66.92	96.58	162.8	131.9	90.86	71.13	66.9	32.1	9.56	14.9	66.2	811,2

Source : ONM

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Décembre (162,81 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juin (9,56 mm).

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette région est de 811,25 mm.

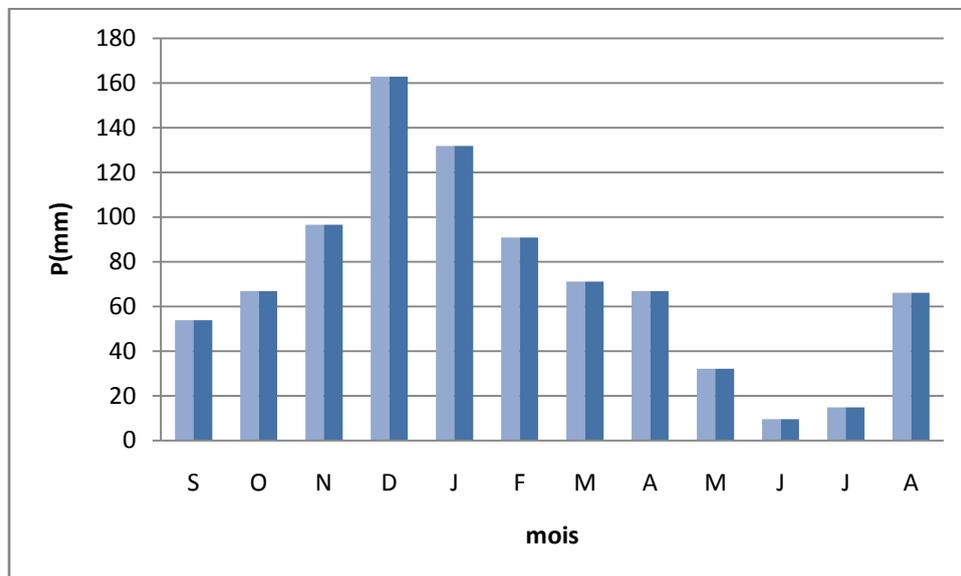


Figure I.2. Histogramme des précipitations mensuelles moyennes

I.2.3 Température

Comme tous les facteurs, la température a un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.2: Moyennes mensuelles des températures (période:2001-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.A
T max (°C)	27.56	25.72	21	17.75	16.63	16.85	19.11	20.6	23.7	27.06	29.5	25.72	22.96
T min (°C)	20.31	17.77	13.15	8.82	8.82	8.87	10.86	12.83	15.84	19.27	22.360	22.92	15.15
T moy (°C)	23.91	21.6	16.85	13.6	12.4	12.86	14.83	16.7	19.76	22.81	25.67	23.91	18.87

Source : ONM

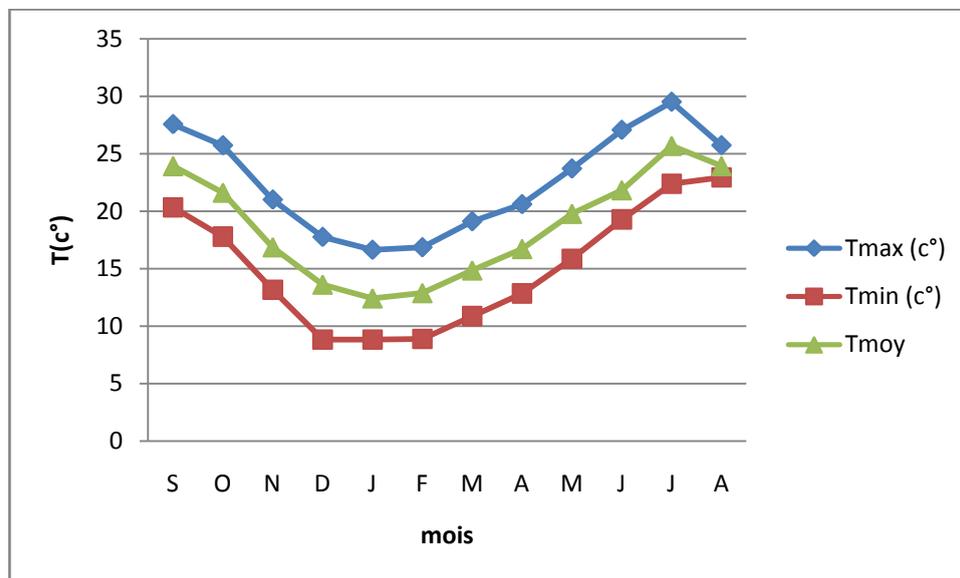


Figure I.3. Représentation graphique des températures mensuelles moy;max et min

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint un minimum de 12,42 °C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juillet, Août, Septembre) et atteint le maximum de 25,67 °C en Juillet et Août. La moyenne annuelle est de 18,87 °C.

I.2.4 Evaporation

Les données de l'évaporation de la région d'étude sont traitées à l'aide d'une seule station climatologique de l'Office national de météorologique (ONM)

Tableau I.3: Moyenne mensuelles et annuelles de l'évaporation (période: 2001-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.A
Evaporation (mm)	86.6	80	72.85	67.6	54.33	54.87	77.37	70	82.66	90.9	99.2	105.1	941,44

Source : ONM

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois d'Août avec une valeur de 105,12 mm. Le minimum est enregistré au mois de Janvier avec une valeur de 54,33 mm, celle de la moyenne annuelle est de 941,44 mm.

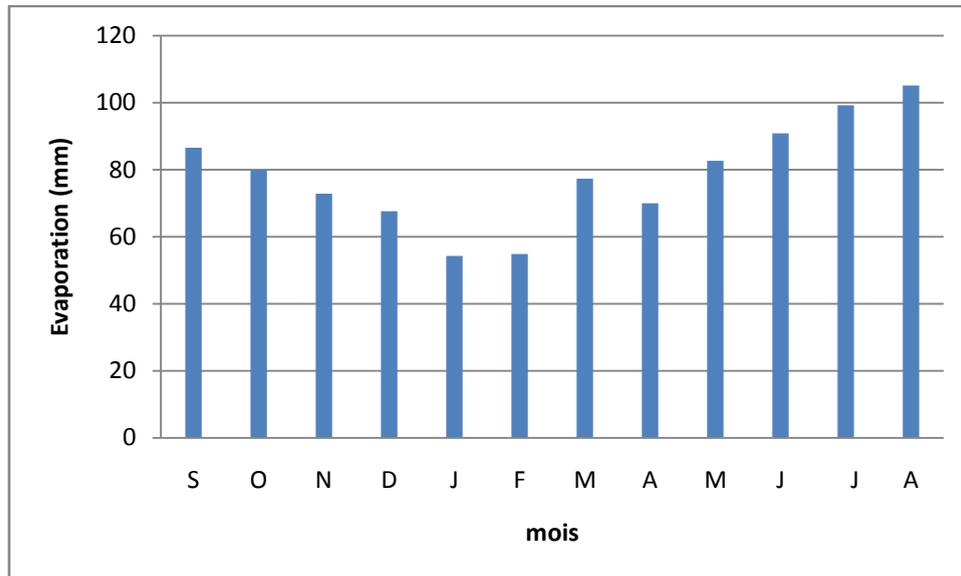


Figure I.4. Histogramme de l'évaporation mensuelle moyenne en (mm)

I.2.5 Humidité relative

Il est à noter que l'humidité relative est un élément climatique très important dans le cycle hydrologique contrôlant entre autre l'évaporation du sol et le couvert végétal.

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température.

Tableau I.4 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'humidité (Période : 2001-2010)

Tableau I.4: Moyennes mensuelles et annuelles de l'humidité (période:2001-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.A
Hu (%)	73	75.53	72.33	75.66	77.33	74.33	74,3	74,16	72.8	73.5	73.83	71,83	74,03

Source : ONM

D'après le tableau ci-dessus en remarque que le taux d'humidité relative de l'air varie entre 72,33 et 77,33 %. La valeur moyenne annuelle d'humidité est de 74,03 %.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

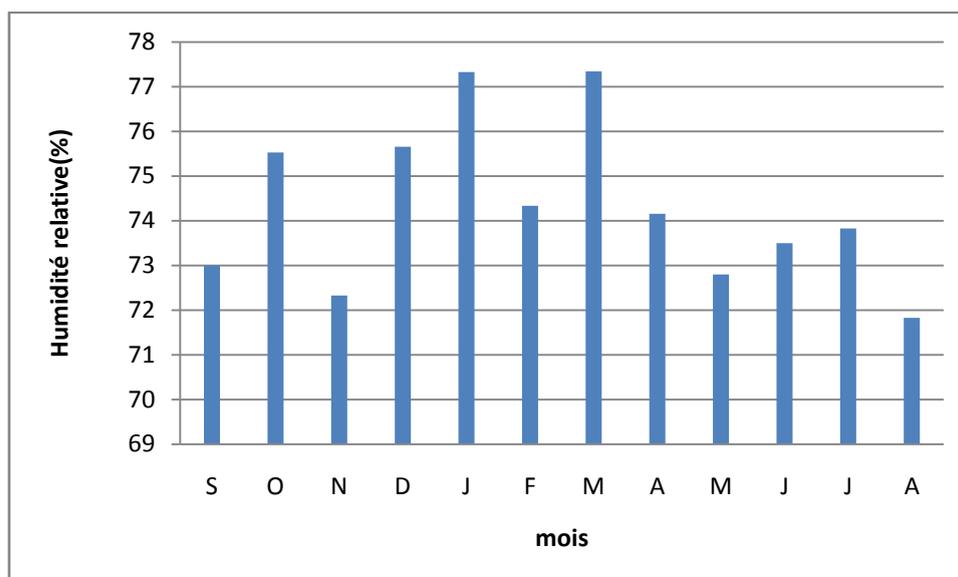


Figure I.5. Histogramme de l'humidité moyenne mensuelle

I.2.6 Vent

I.2.6.1 Vitesse des vents :

Tableau I.5: Moyenne mensuelles et annuelles de la vitesse des vents (2001-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.A
V moy (m/s)	2,88	3,07	3,58	4	3,83	3,5	3,35	3,17	2,83	3	2,91	2,9	3,26

Source : ONM

La vitesse moyenne du vent est inférieure à 4 m/s pour toute l'année.

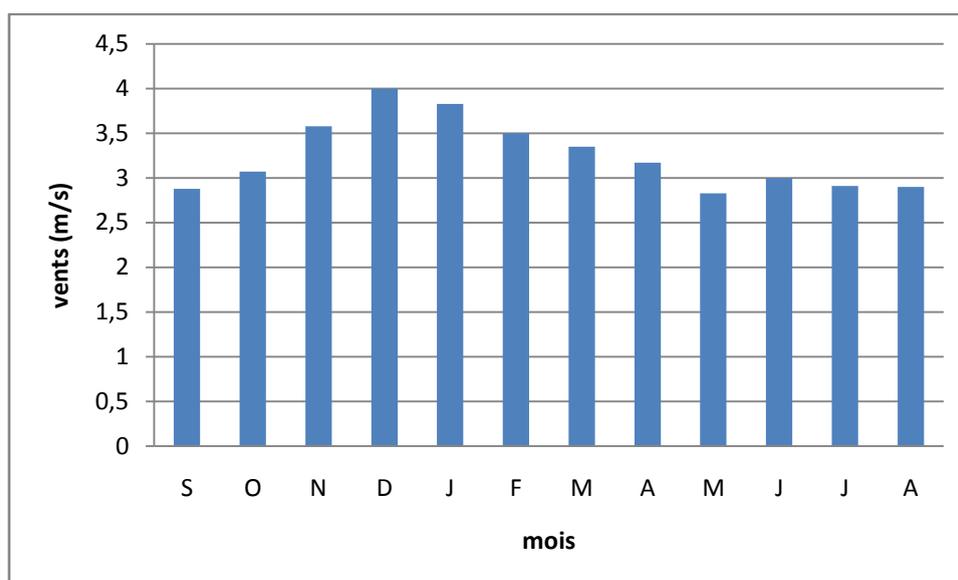


Figure I.6. Histogramme représente la vitesse moyenne mensuelle des vents

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I.2.6.2 Direction des vents :

Tableau I.6: Direction et fréquence des vents (période:2001-2010)

	7h							13h							18h									
Direction	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	N	NE	E	SE	S	S	W	NW	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Degré	8	8	8	1	8	23	30	7	15	23	227	4	9	8	5	22	14	13	2	26	15	5	2	22

Source : ONM

D'après les données du tableau ci-dessus, on peut remarquer que les directions dominantes des vents sont :

- ⇒ Sud et Sud-Ouest à 7 heures
- ⇒ Nord, Nord-Est et Nord-Ouest à 13 heures
- ⇒ Nord-Ouest et Sud-Est à 18 heures

Le siroco se manifeste surtout pendant les mois de Septembre et Octobre, il contribue à l'augmentation des températures et influence leurs variations journalières.

I.3 Situation topographique

La ville d'Es Sebt est située dans la partie Sud-Est à une quarantaine de Kilomètres du chef-lieu de la Wilaya de SKIKDA. Elle est située à 157m d'altitude avec une **longitude** : **7°4'39'' Est** et une **Latitude** : **36°39'45'' Nord**

La ville d'Es Sebt est caractérisée par un relief peu accidenté.

I.4 Situation géologique et géotechnique

La région de Skikda appartient au domaine géologique de l'Atlas Tellien (partie EST), zone plissée alpine de l'Afrique de nord caractérisée par sa complexité lithologique et structurale (APC)

On distingue trois types de formations :

- ⇒ Le socle kabyle : qui se compose essentiellement de roches métamorphiques (schistes granitulisés, schistes et phyllades) d'âge Paléozoïque.
- ⇒ La nappe numidienne : qui se compose d'argiles noires et de grès numidiens.
- ⇒ Les formations post-nappe : il s'agit de formations d'âge Miopliocène constituées par des conglomérats et des sédiments plio-quadernaires de la dépression alluviale de l'oued Saf-Saf.

I.5 Tectonique

La tectonique a provoquée en premier lieu la formation des schistes sous l'effet d'un métamorphisme qui s'explique par les fenêtres sous le socle kabyle, ces fenêtres sont de l'Est en Ouest :

- ⇒ Celle de Djebel Safia au Sud-est de Skikda
- ⇒ Celle de Filfila à l'Est de Skikda

I.6 La sismicité

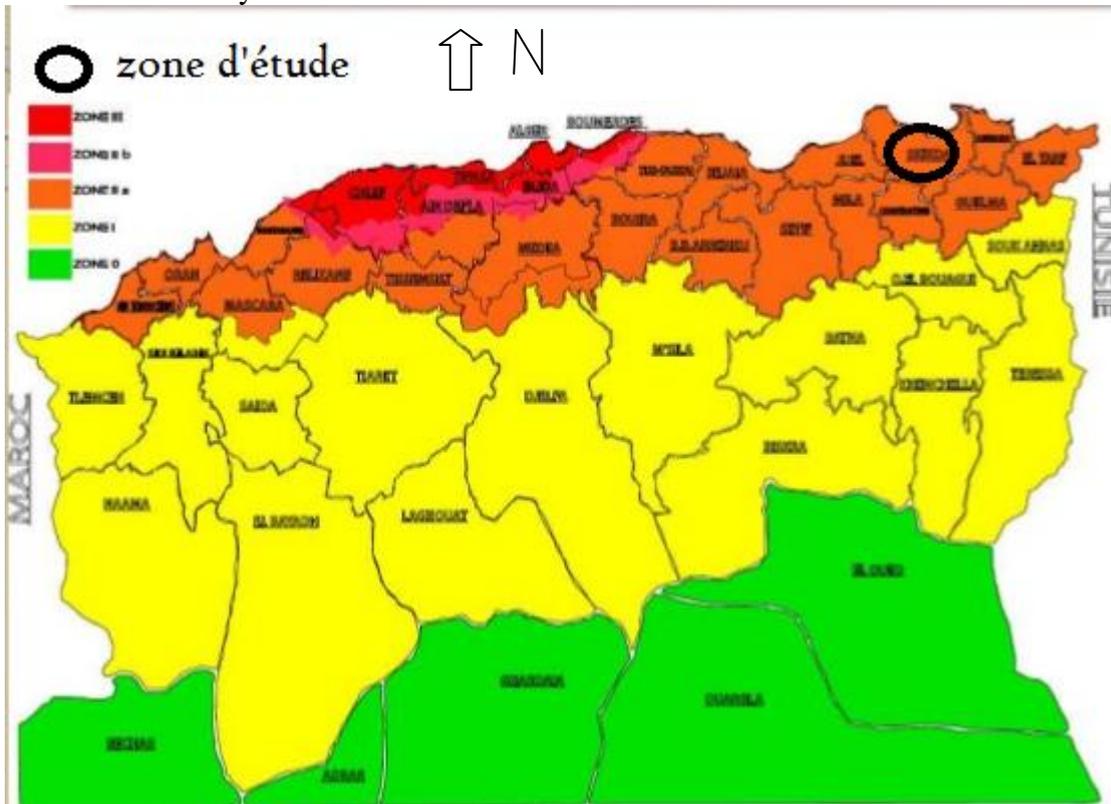
Une Zone sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs. Cinq zones de sismicité croissante ont été établies au niveau national (Voir carte de Zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Cette nouvelle classification, situe notre zone d'étude dans la **Zone sismique IIa** qui est de sismicité moyenne.



Source : fr.slideshare.net

Figure I.7. Carte représentant la sismicité de notre zone d'étude.

I.7 **Infrastructure et réseau**

1.7.1 **Réseau d'alimentation en eau potable**

D'après l'APC, la commune d'Es Sebt, deux (02) forages et une source assurent l'alimentation en eau potable dont le débit varie entre 1,5 et 5,5 l/s.

La ville d'Es Sebt dispose de quatre (04) réservoirs de stockage dont la capacité totale est de 1400 m³.

Le taux de raccordement est de 97 %

2.7.1 **Réseau d'assainissement**

D'après l'APC, l'agglomération d'Es Sebt possède un réseau d'assainissement de type séparatif desservant toutes les zones agglomérées dont le linéaire est de 9304 m.

L'ensemble des eaux sont collectées dans des collecteurs de différents diamètres compris entre 300 et 900 mm.

1.3 **Urbanisation et population**

L'estimation de la population est calculée en tenant compte du taux d'accroissement de la ville d'Es Sebt.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.7: Evolution de la population de la ville entre 1987-2008

Communes	POP RGPH 1987 (hab)	POP RGPH 1998(hab)	POP RGPH 2008 (Hab)
Es Sebt			
A.C.L	5186	8303	9845

Source : DPAT 2012

La population future de la ville sera estimée au moyen de l'expression suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \quad \text{I.1}$$

Avec :

P : Population projetée

P₀ : Population à l'année de référence

t : Taux de croissance

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

Avec un taux de croissement de 1.4%

Les taux d'accroissement de la population à court, moyen et long terme, d'après les données du RGPH 2008 sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.8: Evolution de la population future de la ville

Horizons	2008	2015	2025	2040
Population Es Sebt (hab)	9845	10.851	11.795	14.530

Conclusion

Dans cette partie, on a pu décrire notre zone d'étude qui est caractérisée par un climat méditerranéen « hiver froid et humide, été sec et chaud », et se situe sur un massif moyennement stable, et une petite description tenant compte la situation démographique, topographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous servirons pour entamer notre étude du projet.

II. Présentation du bassin versant

Introduction

Cette étape est importante dans chaque projet, qui nécessite une modélisation hydrologique, est l'étude du bassin versant sur lequel manifeste les précipitations et se transforme en écoulement. Une transformation qui diffère d'un bassin à l'autre selon les caractéristiques hydro-morphométriques du bassin et celles du réseau hydrographique.

Notre objectif est d'identifier et estimer ces caractéristiques afin de bien définir le bassin versant.

II.1 Notion de bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. ^[1]

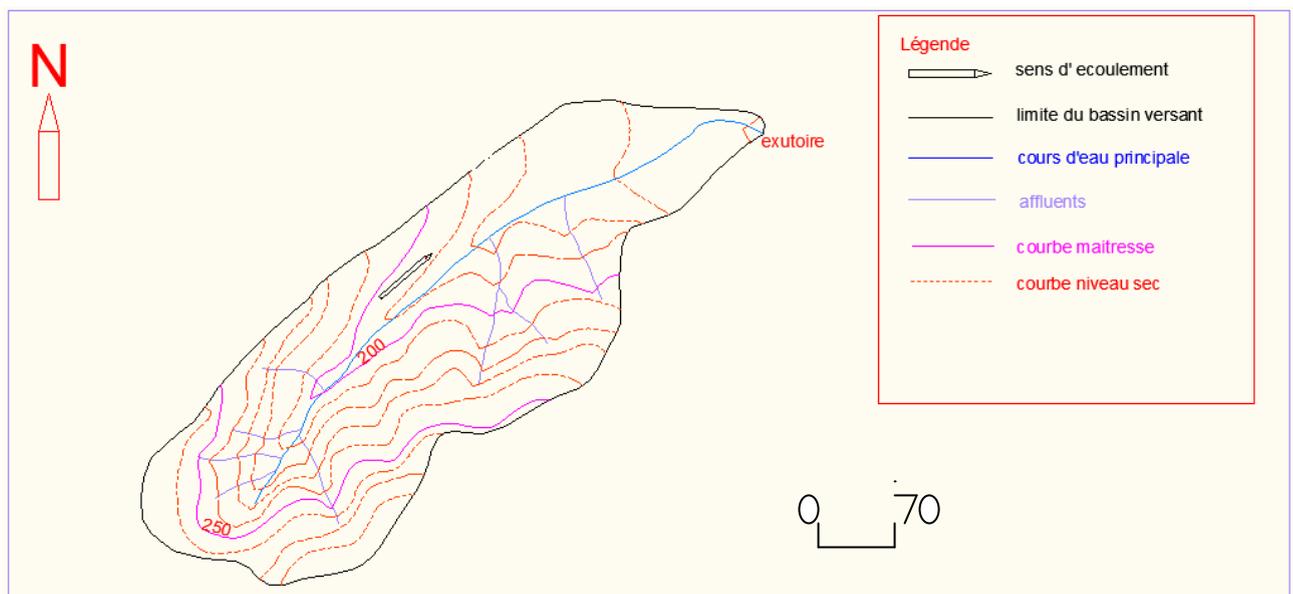


Figure II.1. Limite du bassin versant "CHABAT LAKHALIA"

II.2 Morphométrie

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue. Diverses caractéristiques morphologiques sont à définir : en premier lieu, la taille du bassin (sa surface), sa forme, son élévation, sa pente et son orientation. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates ou en recourant à des techniques digitales et à des modèles numériques.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Les différentes caractéristiques morpho-métriques sont calculées à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25000.

II.2.1 Topographique

La surface topographique est le paramètre le plus important pour le contrôle de l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports : volume de précipitation ou infiltration).

II.2.2 Surface

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau.

La surface du bassin versant est obtenue par une technique de digitalisation sur une carte topographique, échelle 1/25000 (ES SEBT), La surface d'un bassin versant s'exprime généralement en « km² ».

II.2.3 Périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin, formant son contour et caractérisant sa longueur.

Il est obtenu à l'aide d'un logiciel. Le périmètre s'exprime en « km ».

II.2.4 Indice de compacité de Gravelius

L'indice de compacité caractérise la forme du bassin versant et exprime son allongement. Il est défini comme étant le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$Kc = \frac{p}{2\sqrt{\pi s}} \approx 0.28 \frac{p}{\sqrt{s}} \quad \text{I.1}$$

Avec :

P : périmètre du bassin.

S : surface du bassin.

Si $Kc=1$ => bassin ramassé.

Si $Kc>1$ => bassin allongé

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

II.2.5 Le rectangle équivalent

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Soit L et l la longueur et la largeur du rectangle, et P et A le périmètre et l'aire du bassin versant.

Avec :

$$P=2*(L+l) \quad \text{et} \quad A=L*l$$

Tel que :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{s}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \quad \text{I.2}$$

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{s}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \quad \text{I.3}$$

Les résultats des paramètres morpho métriques sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau II.1: Les paramètres morpho métriques du bassin versant

Bassin	Surface (km ²)	Périmètre (km)	Kc	L (km)	L (km)
B V	0,717903	4.04990	1.338	1.566	0.458

II.3 Relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) 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 suivants :

II.3.1 Les courbes hypsométriques

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude

La courbe hypsométrique donne des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.^[1]

Tableau II.2: Surfaces partielles par tranches d'altitude

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (km ²)	Surfaces cumulées (%)
292-290	291	0,0023347	0,33	0,0023347	0,3
290-280	285	0,0160247	2,23	0,0183594	2,6
280-270	275	0,0245005	3,41	0,0428599	6,0
270-260	265	0,0403697	5,62	0,0832296	11,6
260-250	255	0,0408519	5,69	0,1240815	17,3
250-240	245	0,0618396	8,61	0,1859211	25,9
240-230	235	0,064933	9,04	0,2508541	34,9
230-220	225	0,0535755	7,46	0,3044296	42,4
220-210	215	0,082412	11,48	0,3868416	53,9
210-200	205	0,0641512	8,94	0,4509928	62,8
200-190	195	0,073081	10,18	0,5240738	73,0
190-180	185	0,057613	8,03	0,5816868	81,0
180-170	175	0,0792218	11,04	0,6609086	92,1
170-160	165	0,0553433	7,71	0,7162519	99,8
160-159	159,5	0,0016511	0,23	0,717903	100,0

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

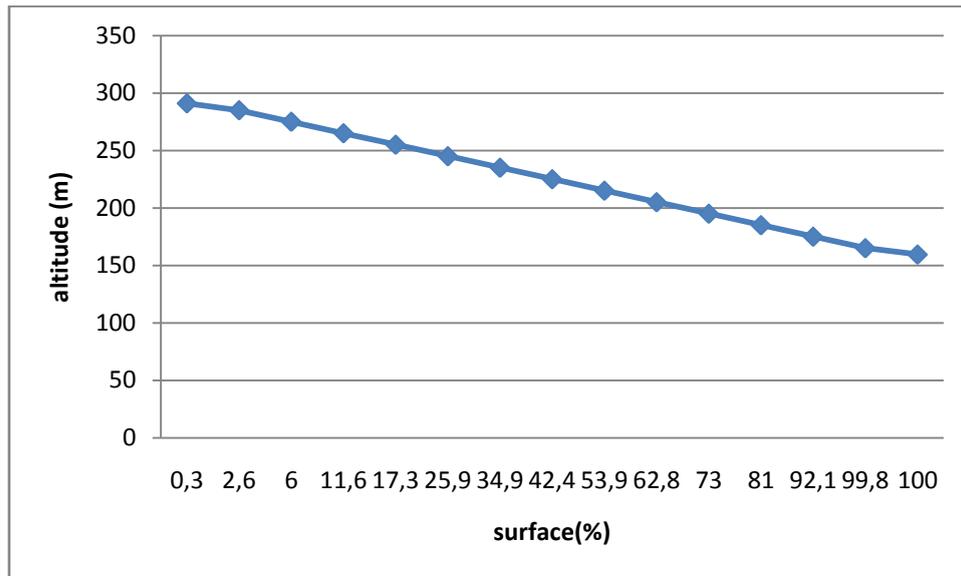


Figure II.2. Courbe hypsométrique du bassin versant

II.3.2 Altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, par rapport à l'exutoire

- L'altitude médiane « $H_{50\%}$ » est déterminée sur la courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne « H_{moy} » est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum_{i=1}^n \frac{(S_i * H_i)}{S} \quad \text{I.4}$$

Et :

$$H_i = [H_{n-1} + H_n] / 2 \quad \text{I.5}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km^2].

Tableau II.3: Altitudes caractéristiques

Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Altitude médiane(m)	Altitude moyenne (m)
292	159	213.4	215.4

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

II.3.3 Indice de pente global(Ig)

Cet indice, très facile à calculer, est des plus utilisés. Il sert de base à une des classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants dont la surface est des l'ordre de 25 km².

$$I_g = D/L \quad \text{I.6}$$

D : étant la dénivelée h5 % - h95 %. « Définie sur la courbe hypsométrique ».

L : étant la longueur du rectangle équivalent.

Tableau II.4: Classification du relief

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 \leq I_g \leq 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 \leq I_g \leq 0.01$
R4	Relief modère	$0.01 \leq I_g \leq 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 \leq I_g \leq 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 \leq I_g \leq 0.1$
R7	Relief très fort	$0.1 \leq I_g$

Tableau II.5: Indice de pente global et classification

H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} -H _{95%}	L(m)	I _g (m/m)	classification
272.94	166.23	106.71	1566	0.069	Relief fort

II.3.4 Dénivelée spécifique « Ds »

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{A} .

$$D_s = I_g * \sqrt{L * l} \quad \text{I.7}$$

$$D_s = D * \sqrt{\frac{l}{L}} \quad \text{I.8}$$

D : étant la dénivelée H5 % - H95 %.

L : étant la largeur du rectangle équivalent

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie (D = H5% - H95 %) et de la forme du bassin (l/L). Elle donne lieu à une deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M., indépendante des surfaces des bassins :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau II.6:Classification du relief

R1	Relief très faible	Ds<10m
R2	Relief faible	10m<DS<25m
R3	Relief assez faible	25m<Ds<50m
R4	Relief modère	50m<Ds<100m
R5	Relief assez fort	100m<Ds<250m
R6	Relief fort	250m<Ds<500m
R7	Relief très fort	500m<Ds

Tableau II.7: Dénivlée spécifique

H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} -H _{95%}	L (km)	l(km)	Ds(m)	Classification
272.94	166.23	106.71	1.546	0.464	58.46	Relief modère

II.4 Pente moyenne du bassin versant « Ias »

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme un variable indépendante, elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration Tc) et influence direct sur le débit de pointe lors d'une averse. Elle est donnée par par :

$$I_{AS} = \frac{\Delta H}{L} \quad \text{I.9}$$

$$I_{AS} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{I.10}$$

Avec :

I_{AS} : pente moyenne du cours d'eau [m/m] ;

ΔH_{max} : la plus grande dénivélée [m]

L : longueur du cours d'eau principal [m].

Tableau II.8: Pente moyenne du B.V

H _{max} (m)	H _{min} (m)	ΔH (m)	L (m)	I _{AS} (%)
292	159	133	1574.36	8.44

II.5 Caractéristique du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

Un réseau hydrographique est donc l'ensemble des cours d'eau, affluents et sous-affluents d'une rivière ou d'un même fleuve. A l'état naturel tous les réseaux sont hiérarchisés, de nombreux auteurs ont proposé des classifications de ces réseaux.

II.5.1 Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau, diffère selon les autres. Parmi

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

toutes ces classifications, nous adapterons celle de Schumm qui dit « Est d'ordre x+1, tout tronçon de cours de rivière formé par de deux cours d'ordre x ». [2]

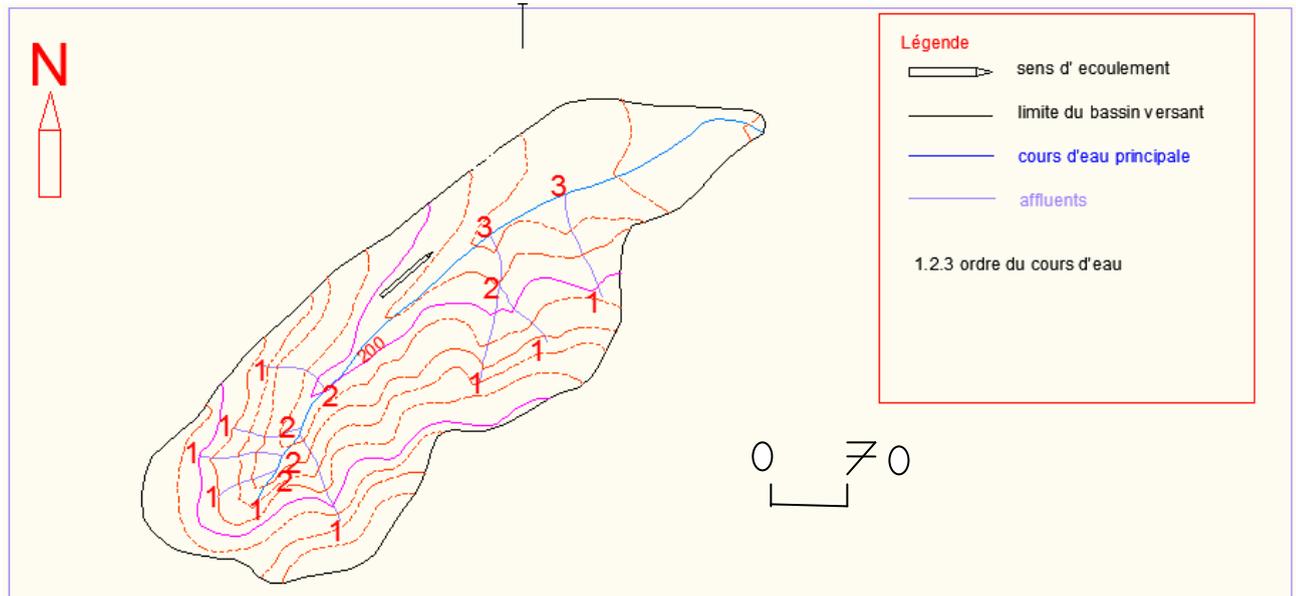


Figure II.3.Classification du Scumm

II.5.2 Densité de drainage

C'est le quotient de la somme des longueurs de tous les cours d'eau $\sum L$ à la superficie du bassin drainé. [3]

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface

Elle est exprimée en (km/km²), à l'aide de la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S}$$

I.11

Avec :

Dd : densité de drainage [km/km²].

Li : longueur de cours d'eau [km].

S : surface du bassin versant [km²].

Tableau II.9: Densité de drainage

$\sum Li$ (km)	S (km ²)	Dd (km/km ²)
3.2915	0.717903	4.58

II.5.3 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 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.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{I.12}$$

Avec :

I_m : pente moyenne du cours d'eau [m/m] ;

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distante[m]

L : longueur du cours d'eau principal [m].

Tableau II.10: Pente moyenne du cours d'eau

H_{\max} (m)	H_{\min} (m)	ΔH (m)	L (m)	I_m (%)
292	159	133	1574.36	8.44

II.5.4 Temps de concentration

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

$$T_c = t_h + t_r + t_a$$

Il est composé de trois termes différents :

- t_h : Temps d'humectation. Temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement. Temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- t_a : Temps d'acheminement. Temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire. ^[2]

Le temps de concentration sera estimé par les 5 formules empiriques suivantes :

Tableau II.11: Temps de concentration

Auteurs	Formules	Temps de concentration (heure)
Ventura	$0.1272 * \sqrt[3]{S} / \sqrt{I}$	0.392
Turazza	$0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}}$	0.387
Sokolovsky	$\frac{L}{\sqrt{Vr * 3.6}}$	0.291
Kirpich	$0.945 * \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$	0.264
Giandotti	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$	0.957

Avec :

S : la surface du bassin versant (km²).

L : la longueur du talweg principale (Km).

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

H_{min} : altitude minimale du bassin versant (m).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I : pente moyenne du talweg principal

V_r : la vitesse d'écoulement pour les petits cours d'eau est proche de 1.5 m/s.

D : dénivelée entre les deux extrémités du talweg principal.

Comparaison

On opte pour la valeur donnée par la formule de sokolovsky, vu le contexte dans laquelle a été élaborée qui est semblable à notre bassin versant et tient compte tous les paramètres géométrique du bassin versant (surface, longueur du talweg, les altitudes) et comme le cas le plus défavorable.

II.5.5 Vitesse moyenne de ruissellement

C'est la vitesse par laquelle l'eau s'écoule dans le réseau hydrographique pour atteindre l'exutoire, elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad \text{I.13}$$

Avec :

L : longueur de talweg principal en (Km).

T_c : temps de concentration en (heure).

Tableau II.12: Vitesse de ruissellement

L(Km)	T _c (heure)	V _r (km/h)
1.57436	0.291	5.4

Tableau II.13: Récapitulation des caractéristiques hydro morpho métrique du bassin versant

Caractéristiques		
I. Morphométrie		
Surface (km ²)	0.717903	
Périmètre (km)	4.0499	
Rectangle équivalent	Longueur (km)	1.546
	Largeur (km)	0.464
L'indice de compacité de gravelius « Kc »		1.338
II. Les reliefs		
Les altitudes caractéristiques.		
Altitude maximales (m)	292	
Altitude minimale (m)	159	
Altitude moyenne (m)	215.4	
Altitude médiane (m)	213.4	
Altitude 5% (m)	272.94	
Altitude 95% (m)	166.23	
Indice de pente globale (%)	6.9	
Dénivelé spécifique (m)	58.46	
Pente moyenne du bassin versant (%)	8.44	
III. Réseau hydrographique		
Densité de drainage (km/km ²)	4.58	
Pente moyenne du cours d'eau (%)	8.44	
Longueur du cours d'eau principal (km)	1.57435	
Temps de concentration (h)	0.291	
Vitesse moyenne de ruissellement (km/h)	5.4	

Conclusion

L'étude hydro-morphométrique du bassin versant de CHAABAT LAKHALIA, nous a renseigné sur les différents paramètres hydrologiques de ce bassin. Ce dernier est caractérisé par un relief variant entre fort et modéré. Le réseau hydrographique montre que notre bassin est assez bien drainé avec une densité de drainage équivalente à 4.58 km/km². Cette valeur élevée de la densité est une conséquence de l'influence de relief abrupt et l'agressivité des pluies intenses. Ce qui indique que l'activité érosive dans ce bassin est importante.

Chapitre II :

Etude hydrologique

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie l'eau sous ses aspects quantitatif et qualitatif durant les différentes phases de son cycle dans la nature.

En raison de son irrégularité dans le temps et dans l'espace d'une part, et ses fortes relations au dimensionnement de tous ouvrages hydrotechniques, d'autre part, l'hydrologie occupe la mission la plus délicate pour le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques de grande importance telles que : les barrages, les retenues collinaires, les aménagements des cours d'eau... etc. ^[20]

Dans le domaine d'assainissement, le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité maximale journalière d'après l'étude des averses.

II.1 Choix de la période de retour

Les périodes de retour (10, 50, 100) ans, une pluie de période de retour de 100 ans est une pluie qui peut apparaître une fois tous les 100ans.

Pour les projets d'aménagement, nous optons généralement pour une pluie centennale. Le choix d'une période de retour dépend de :

- Le coût du réseau d'égout.
- L'entretien et la protection de ce dernier contre les risques.

II.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

L'intensité moyenne maximale est exprimée en mm/h, c'est la lame d'eau précipitée Δh (mm) rapportée à un intervalle de référence.

$$I_r = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

II.1

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie.
- Calculer la valeur moyenne de l'intensité moyenne de précipitation.

II.2.1 Pluie maximale journalières

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans certains nombres de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station soit représentative de celle tombée tout de cette station étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence de la pluviométrie.

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude de projet d'assainissement. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Chapitre II : Etude hydrologique

II.2.1.1 Postes pluviométriques

Les précipitations représentent un facteur essentiel dans le bilan hydrologique, sa quantification est faite au niveau de plusieurs stations pluviométriques implantées à travers le territoire algérien dans le but d'avoir une information précise sur ces paramètres.

Pour notre cas, l'étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique d'**AZZABA** qui représente une station qui se localise dans les environs immédiats de la région d'étude en plus c'est une station disponible pour les services de l'ANRH concernant les données des pluies moyennes mensuelles.

II.2.1.2 Critère de choix du poste pluviométrique le plus représentatif

1. La situation géographique du poste (le plus proche de l'air d'étude).
2. La situation du poste par rapport à l'air d'étude (même inclinaison).
3. Le nombre d'observation doit être suffisant pour l'ajustement pour l'ajustement (afin d'estimer la crue du projet).
4. La durée de fonctionnement du poste.
5. Altitude du poste.

Ce poste est codé par (03 11 06), ses caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 1: Caractéristique du poste pluviométrique d'AZZABA

Nom de poste	Coordonnées Lambert			Code ANRH	Période de fonctionnement	Nombre d'année d'observation sans lacunes
	X	Y	Z			
AZZABA PIPINERE	892.3	391.35	91	03 11 06	1970-2010	41 ans

II.2.1.3 Motivation du choix du poste de représentatif « AZZABA PIPINERE »

Le choix du poste représentatif de l'aire d'étude est motivé par

- Situation géographique très proche.
- Disposition d'un nombre d'observation suffisant pour le calcul de ce type d'ouvrage (ouvrage d'évacuation dans eaux des crues).
- Le poste se trouve dans le même étage climatique de l'aire d'étude.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 2: Série d'observation des précipitations maximales journalières du poste pluviométrique AZZABA PIPINERRE

Année	Pj,max	Année	Pj,max
1970	46,4	1991	43,1
1971	43,6	1992	41,1
1972	47,9	1993	31,3
1973	28,9	1994	58,3
1974	38,3	1995	53,3
1975	39,4	1996	36,7
1976	54,5	1997	39,4
1977	36,1	1998	47,5
1978	41,2	1999	38,4
1979	29,4	2000	33,7
1980	28,4	2001	27,4
1981	68,5	2002	46,7
1982	26,7	2003	39,4
1983	64	2004	71,4
1984	50,5	2005	25,1
1985	30,1	2006	22,5
1986	39,3	2007	33,3
1987	30,6	2008	23,3
1988	44,3	2009	47,3
1989	62,5	2010	41,3
1990	33,4		

II.3 Homogénéisation des données

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. ^[2]

Pour vérifier l'homogénéisation des données nous allons vérifier par le test de médiane (test de Mood).

Test de Mood

- Déterminons la médiane M de la série après avoir classé l'échantillon par ordre croissant. la médiane de telle sorte que 50% des échantillons lui soient inférieures et 50% soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

(+) pour l'échantillon $> M$.

(-) pour l'échantillon $< M$.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 3:Série pluviométrique en ordre croissant

pj max	rang	pj max	rang
22,5	1	39,4	22
23,3	2	41,1	23
25,1	3	41,2	24
26,7	4	41,3	25
27,4	5	43,1	26
28,9	6	43,6	27
28,4	7	44,3	28
29,4	8	46,4	29
30,1	9	46,7	30
30,6	10	47,3	31
31,3	11	47,5	32
33,3	12	47,9	33
33,4	13	50,5	34
33,7	14	53,3	35
36,1	15	54,5	36
36,7	16	58,3	37
38,3	17	62,5	38
38,4	18	64	39
39,3	19	68,5	40
39,4	20	71,4	41
39,4	21		

- Calculons les quantiles N_s et T_s :
- N_s : nombre total de série (-) ou(+).
- T_s : nombre de la plus grande série de (-) ou(+) successive.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 4: Détermination de la taille plus grande

Année	P _{j,max}	signe	N _{année}	P _{j,max}	signe
1970	46,4	+	1991	43,1	+
1971	43,6	+	1992	41,1	+
1972	47,9	+	1993	31,3	-
1973	28,9	-	1994	58,3	+
1974	38,3	-	1995	53,3	+
1975	39,4	/	1996	36,7	-
1976	54,5	+	1997	39,4	/
1977	36,1	-	1998	47,5	+
1978	41,2	+	1999	38,4	-
1979	29,4	-	2000	33,7	-
1980	28,4	-	2001	27,4	-
1981	68,5	+	2002	46,7	+
1982	26,7	-	2003	39,4	/
1983	64	+	2004	71,4	+
1984	50,5	+	2005	25,1	-
1985	30,1	-	2006	22,5	-
1986	39,3	-	2007	33,3	-
1987	30,6	-	2008	23,3	-
1988	44,3	+	2009	47,3	+
1989	62,5	+	2010	41,3	+
1990	33,4	-			

T_q :

- ✓ N_s suit approximativement une loi normale de moyenne $(\frac{N+2}{N})$ et de variance $[\frac{1}{4}*(N-1)]$
- ✓ T_s suit une loi binominale.

Pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - U_1 - \alpha\sqrt{N+1}) \quad \text{II.2}$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10} N + 1) \quad \text{II.3}$$

Tableau II. 5: Résultats de test de Mood

N _s	21
T _s	4
$\frac{1}{2}(N+1 - U_1 - \alpha\sqrt{N+1})$	14.64
3.3 (log ₁₀ N+1)	5.53
Condition II.2	21 > 14.64 (vérifiée)
Condition II.3	4 < 5.53 (vérifiée)

Chapitre II : Etude hydrologique

Commentaire

Les conditions de tests sont vérifiées, l'hypothèse H_0 dite « la série de données est homogène » est validée, ainsi on conclut que notre série de données est homogène.

II.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.

Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes :

- La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- La loi log normale ou loi de Galton.
- La loi de Gev.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran V1.1". On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les trois lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), et la loi de Gev, à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

II.4.1 La loi de Gumbel

Ajustement par la méthode des moments

On calcule les paramètres de la droite d'ajustement, a et X_0 par les deux formules suivantes [4]

$$a = 0.78 * \sigma \quad \text{II.4}$$

$$X_0 = \bar{X} - 0.577 * a \quad \text{II.5}$$

Avec :

σ : l'écart type de la série.

\bar{X} : la moyenne arithmétique de la série.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: Les paramètres de la loi de Gumbel issus de la méthode des moments

Nombre de données	41
\bar{X}	41.085
σ	12.15
X_0	35.68
a	9.477
L'équation de la droite de Gumbel s'écrit ainsi : $P_{\max,j}(P\%) = 9.477 * Y + 35.68$	

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau suivant :

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 7: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	XT	σ	95 (%)
100.0	0.9900	80.3	6.3	67.9-92.7
50.0	0.9800	73.4	5.48	62.7-84.2
20.0	0.9500	64.3	4.4	55.6-72.9
10.0	0.9000	57.2	3.58	50.1-64.2
5.0	0.8000	49.8	2.78	44.3-55.2
3.0	0.6667	43.9	2.21	39.6-48.2

Test d'adéquation (test de khi-carré) :

Test de Khi-carré est le plus pratique et le plus utilisé.

Résultats

Résultats de la statistique : $X^2 = 4.46$.

p-value P = 0.4848

Degrés de liberté : 5

Nombre des classes : 8

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure II.1)

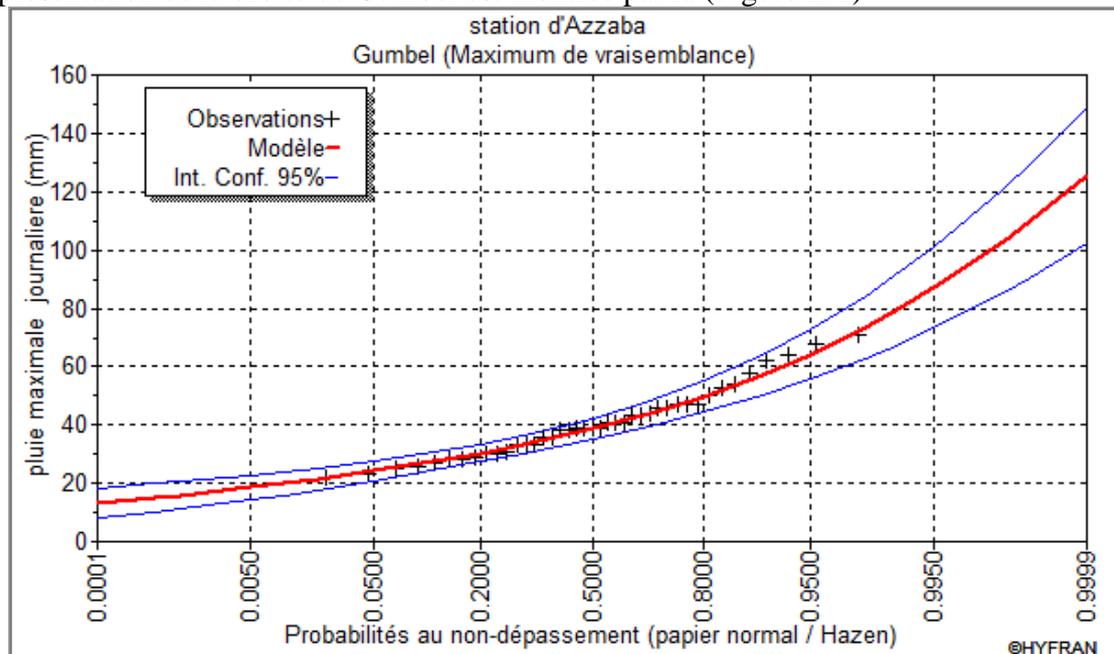


Figure II. 1. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

II.4.2 Loi de Galton

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante ^[2]

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-1/2 \left(\frac{\log(x) - \bar{x}}{\sigma} \right)^2} \quad \text{II.6}$$

Avec :

Chapitre II : Etude hydrologique

\bar{X} : la moyenne des logarithmes de la variable x.

σ : L'écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centrée réduite Z, la formation devient ainsi :

$$Z = (\log X - \bar{X}) / \sigma \quad \text{II.7}$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{\max, j} (p\%) = e^{(\bar{X} + z(p\%) \cdot \sigma)}. \quad \text{II.8}$$

La valeur du paramètre Z est associée à la probabilité de non dépassement.

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran.

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau II. 8: Les paramètres de la loi de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	XT	σ	95 (%)
100.0	0.9900	77.2	6.88	63.7-90.7
50.0	0.9800	71.3	5.81	59.9-82.7
20.0	0.9500	63.2	4.48	54.4-72.0
10.0	0.9000	56.8	3.54	49.9-63.8
5.0	0.8000	49.9	2.67	44.7-55.2
3.0	0.6667	44.3	2.12	40.1-48.4

Test d'adéquation (test de khi-carré) :

Test de Khi-carré est le plus pratique et le plus utilisé. ^[2]

Résultats

Résultats de la statistique : $X^2 = 6.02$

p-value P = 0.3039

Degrés de liberté : 5

Nombre des classes: 8

La présentation de la droite de Galton est montrée par la (Figure II.2)

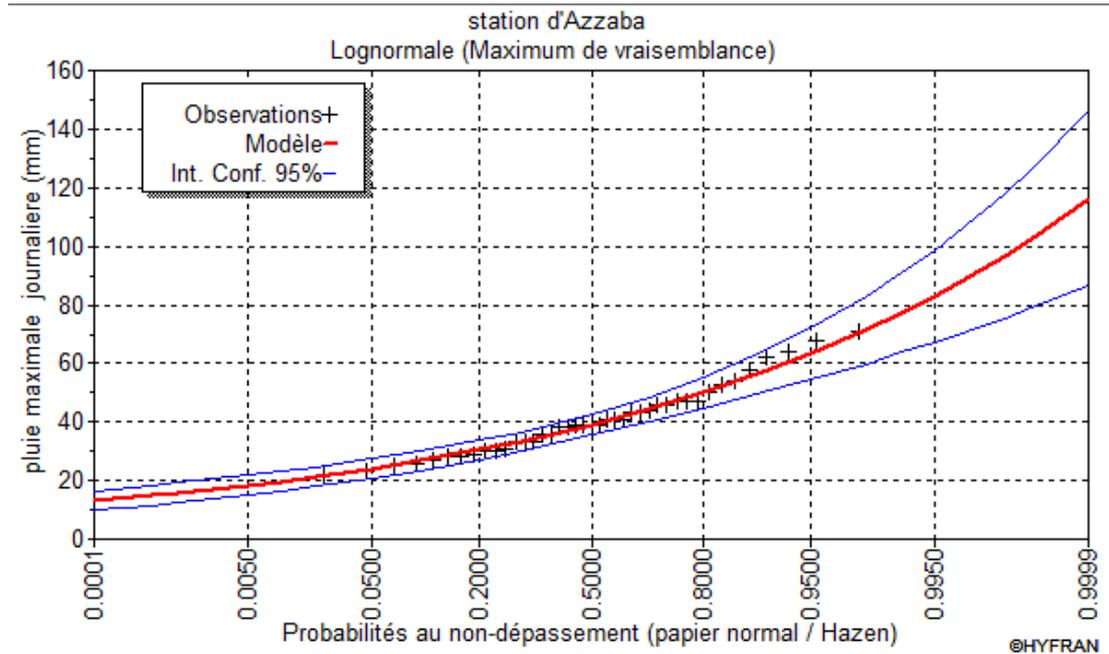


Figure II. 2. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

II.4.3 Loi des extrêmes généralisée GEV

C'est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi ^[4]

$$F(x) = e^{-\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad \text{II.9}$$

Avec :

a : paramètre de position.

b : paramètre de dispersion.

x : variable étudié « $P_{\max,j}$ »

la formule de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{c} \ln \left(1 - c \frac{x-a}{b}\right) \quad \text{II.10}$$

Avec :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{II.11}$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$F(x) = a + \frac{b}{c} \{1 - [-\ln(F(x))]^c\} \quad \text{II.12}$$

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 9: Les paramètres de la loi de GEV

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart type	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	XT	σ	95 (%)
100.0	0.9900	77.7	9.87	58.3-97.0
50.0	0.9800	71.5	7.44	56.9-86.1
20.0	0.9500	63.2	4.92	53.5-72.8
10.0	0.9000	56.6	3.56	49.6-63.5
5.0	0.8000	49.6	2.65	44.4-54.8
3.0	0.6667	43.9	2.18	39.6-48.2

Test d'adéquation (test de khi-carré) :

Test de Khi-carré est le plus pratique et le plus utilisé.

Résultats

Résultats de la statistique : $X^2 = 5.24$.

p-value P = 0.2632

Degrés de liberté : 4

Nombre des classes : 8

La présentation de la droite de GEV est montrée par la (Figure II.3)

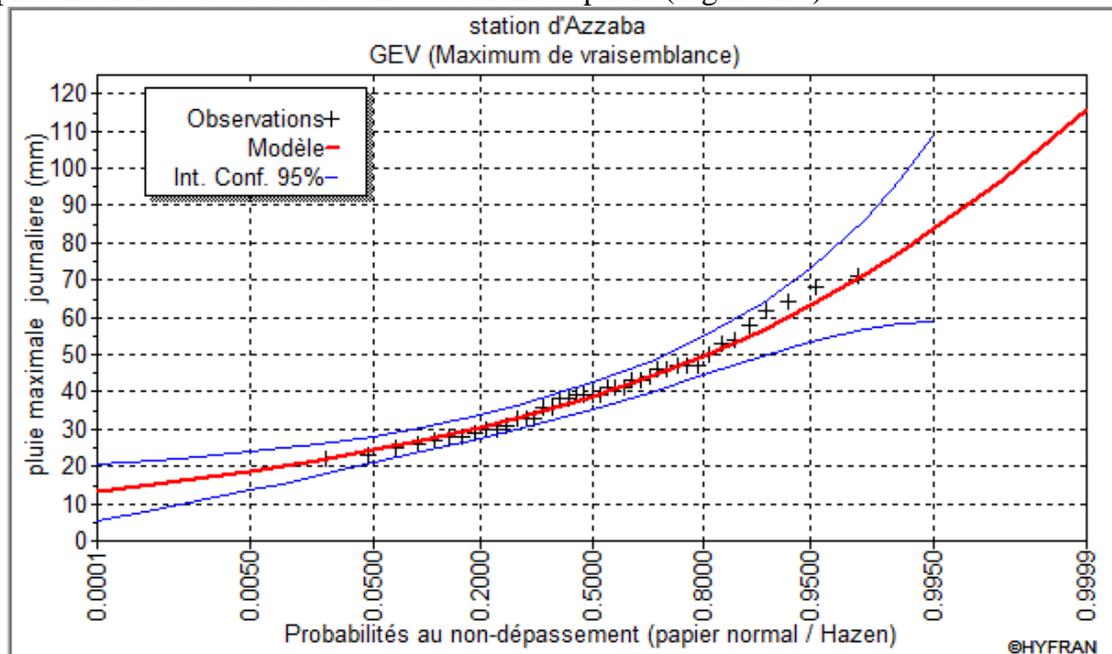


Figure II. 3. Représentation graphique de l'ajustement de la loi de GEV

II.4.4 Comparaison des trois méthodes d'ajustement

Pour comparer les trois méthodes, nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d'ajustement.

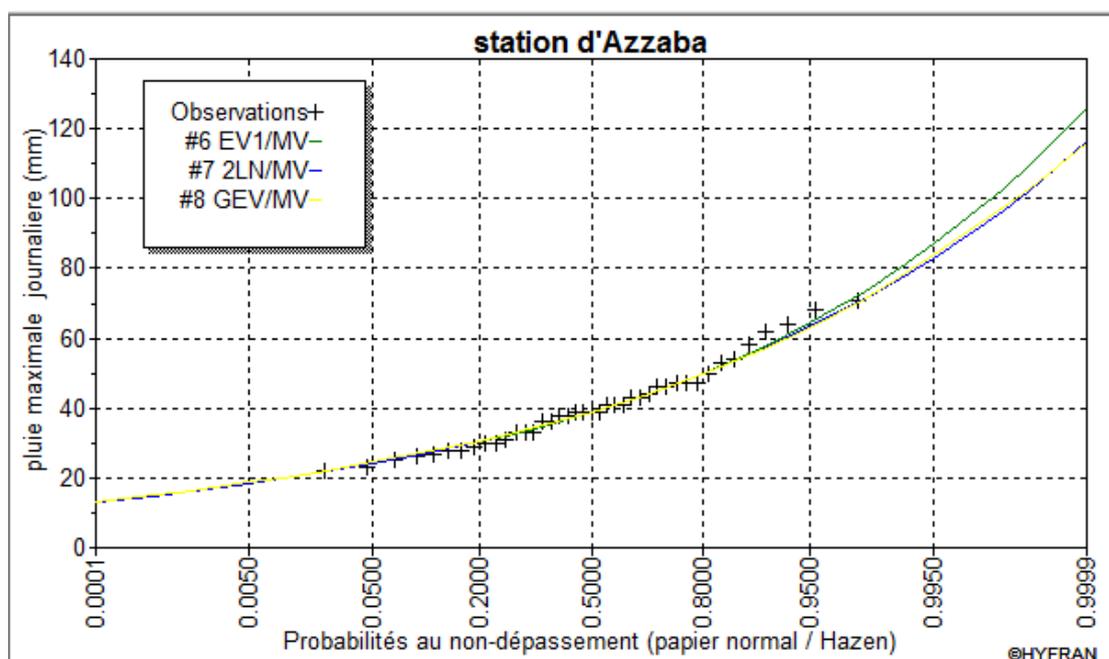


Figure II. 4. Comparaison des trois méthodes d'ajustement

Comparaison entre les trois lois d'ajustement au point de vue critère.

Tableau résumé : T= 100

Taille de l'échantillon : 41

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi x)	BIC	AIC
Lognormale (Maximum de vraisemblance)	2	77.222	33.33	47.60	322.693	319.266
Gumbel (Maximum de vraisemblance)	2	80.302	33.33	45.12	322.800	319.373
GEV (Maximum de vraisemblance)	3	77.672	33.33	7.28	326.448	321.307

Figure II. 5. Comparaison des trois méthodes d'ajustement pour T=100ans

Interprétation des résultats d'ajustement

- D'après la comparaison graphique, on a conclu que l'échantillon s'ajuste bien à la méthode de Galton qu'à les autres méthodes.
- Et même d'après le tableau on remarque que la série s'ajuste bien à la loi de Galton.

II.5 Pluie de courte durée

L'analyse fréquentielle nous permet de synthétiser l'information fréquentielle concernant les pluies, sous la forme de modèle fréquentiel donnant pour une pluie de durée choisie, la valeur d'un quantile $X(F)$ en fonction de temps de retour.^[4]

Dans cette étape on va adopter une relation entre les pluies, temps de retour et durée : celle-ci consiste à représenter pour chaque temps de retour choisi, la pluie en fonction de la durée.

Chapitre II : Etude hydrologique

C'est cette représentation que l'on nomme courbe IDF. Elle a l'avantage de bien se prêter à l'interpolation pour différentes durées d.

Pour la mise en œuvre des courbes IDF on transforme les pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées exprimées en [mm], à l'aide de la formule de K.Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct,p\%} = P_{\max,j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{II.13}$$

Avec :

$P_{ct,p\%}$: pluie de courtes durées(mm) de fréquence égale à celle de $p_{\max,j}$.

$p_{\max,j}$:pluie maximale fréquentiel.

t : durée de l'averse en (h).

b : exposant climatique (b=0.4) [Source : ANRH ALGER].

En suite on calcule les intensités maximales d'une durée t(h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante :

$$I_t = \frac{pct}{t} \quad \text{II.14}$$

I_t : intensité de la durée t (h), exprimé en (mm/h).

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 10: Pluie et intensité maximales de durée t(h) et de période de retour T

période de retour	100 ans		50ans		20 ans		10 ans	
	pct	I _t	pct	I _t	pct	I _t	pct	I _t
0,1	8,62	86,21	7,96	79,62	7,06	70,57	6,34	63,43
0,2	11,37	56,87	10,51	52,53	9,31	46,56	8,37	41,85
0,291	13,22	45,41	12,21	41,94	10,82	37,18	9,72	33,41
0,5	16,41	32,82	15,16	30,31	13,43	26,87	12,07	24,15
1	21,65	21,65	20,00	20,00	17,73	17,73	15,93	15,93
2	28,57	14,29	26,39	13,19	23,39	11,70	21,02	10,51
3	33,603	11,201	31,035	10,345	27,509	9,170	24,724	8,241
4	37,701	9,425	34,820	8,705	30,864	7,716	27,739	6,935
5	41,221	8,244	38,071	7,614	33,746	6,749	30,329	6,066
6	44,340	7,390	40,951	6,825	36,299	6,050	32,623	5,437
7	47,160	6,737	43,556	6,222	38,608	5,515	34,698	4,957
8	49,747	6,218	45,945	5,743	40,726	5,091	36,602	4,575
9	52,147	5,794	48,162	5,351	42,690	4,743	38,367	4,263
10	54,392	5,439	50,235	5,023	44,528	4,453	40,019	4,002
11	56,505	5,137	52,187	4,744	46,258	4,205	41,574	3,779
12	58,507	4,876	54,035	4,503	47,897	3,991	43,046	3,587
13	60,410	4,647	55,793	4,292	49,455	3,804	44,447	3,419
14	62,228	4,445	57,472	4,105	50,943	3,639	45,784	3,270
15	63,969	4,265	59,080	3,939	52,368	3,491	47,065	3,138
16	65,642	4,103	60,625	3,789	53,738	3,359	48,296	3,019
17	67,253	3,956	62,113	3,654	55,057	3,239	49,482	2,911
18	68,808	3,823	63,550	3,531	56,330	3,129	50,626	2,813
19	70,313	3,701	64,939	3,418	57,562	3,030	51,733	2,723
20	71,770	3,589	66,285	3,314	58,755	2,938	52,805	2,640
21	73,185	3,485	67,592	3,219	59,913	2,853	53,846	2,564
22	74,559	3,389	68,861	3,130	61,038	2,774	54,857	2,494
23	75,897	3,300	70,096	3,048	62,133	2,701	55,841	2,428
24	77,200	3,217	71,300	2,971	63,200	2,633	56,800	2,367

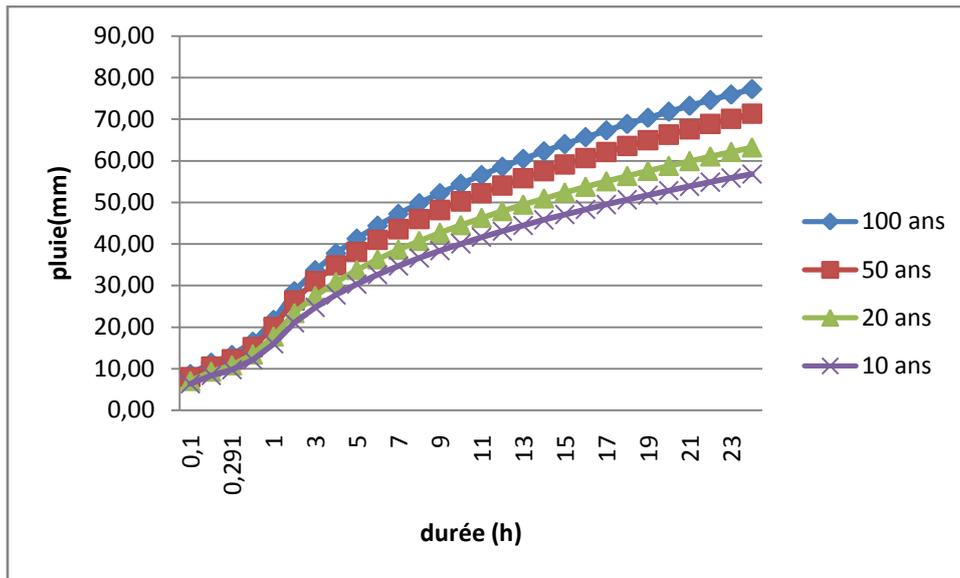


Figure II. 6. Courbes des pluies -durées-fréquences

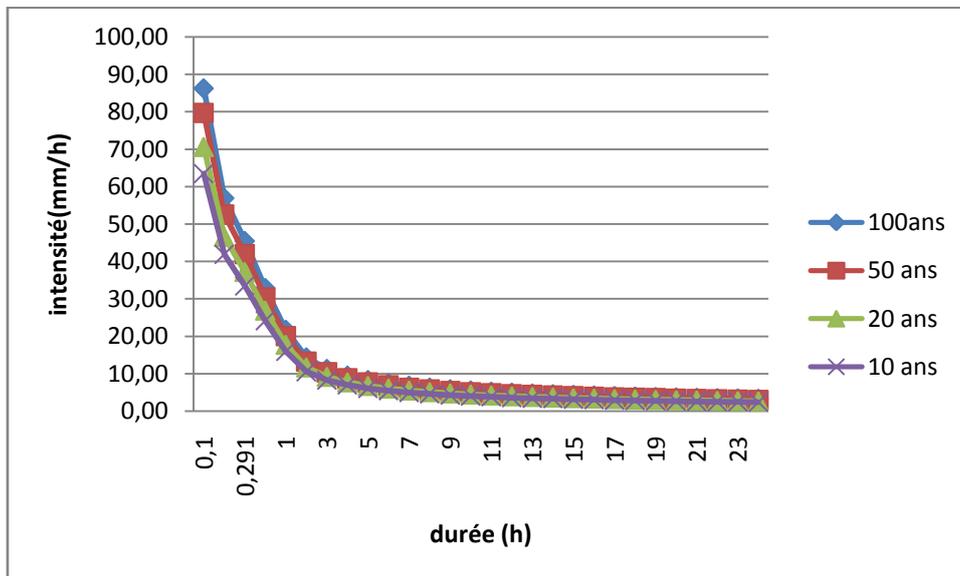


Figure II. 7. Courbes intensités -durées-fréquences

II.6 Etudes des crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul diffèrent aussi selon le chargé d'étude^[21]

- **Méthodes déterministes** : modélisent fondamentalement le processus pluie-écoulement du bassin et elles ont pour l'objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydro gramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.
- **Méthodes empiriques** : elle est basée sur des relations établie entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme TURRAZA , MALLET-GUATHIER, GIANDOTTI, etc.....

Dans notre étude, on va utiliser les méthodes empiriques.

II.6.1 Méthode empirique

a. Formule de MALLET-GUATHIER

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.^[4]

$$Q_{\max,p\%} = 2.k.\log(1+20H) \frac{S}{\sqrt{l}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad \text{II.15}$$

Avec :

K : constante comprise entre 1-3.on prend (1,3).

H : précipitation moyenne annuelle en m.

S : surface du bassin versant en km².

L : longueur du talweg principale en km.

T : période de retour.

A : paramètre du bassin varie entre 20et 30, on prend (20).

b. Formule de TURAZZA

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitation déterminée sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.^[4]

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C.itc.S}{3.6} \quad \text{II.16}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en km².

I_{tc} : intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité p%.

Tableau II. 11: Valeurs du coefficient de ruissellement c

Fréquence%	0.1	1	2	5	10	20	50
Période de retour	1000	100	50	20	10	5	2
C	0.9	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6	0.5

c. Formule de GIANDOTTI

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante^[4]

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C.S.htc.p\% \sqrt{hmoy-hmin}}{4\sqrt{s}+1.5l} \quad \text{II.17}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en km².

L : longueur du talweg principale en km.

Hmoy : altitude moyenne en m.

Hmin : altitude minimale en m.

H_{tc,p%} : lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux

C : coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166.

On prend c=0.166.

d. Formule de SOKOLOVOSKY

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%tc} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot s \cdot f}{tm=tc} \quad \text{II.18}$$

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{pct\%} + \sqrt{H_0}} \quad \text{II.19}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en km

f : coefficient de forme de la crue.

Tc : temps de concentration du bassin versant.

X_{p_{tc},tc} : précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps tc.

H₀ : pertes initiales en mm, Au NORD de l'ALGEIRE H₀=7mm.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$F = \frac{12}{4+3\gamma} \quad \text{II.20}$$

Pour S < 50 km² on a $\gamma = 2$.

Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable. On a $\gamma = (2-2.5)$.

Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = (3-4)$.

Puisque la surface du bassin versant < 50 km², on prend $\gamma = 2.5$ alors :

$$F = \frac{12}{4+3 \cdot 2.5} = 1.04$$

Tableau II. 12: Valeur de α

Fréquence	1	2	5	10	20
T (ans)	100	50	20	10	5
α	0.359	0.311	0.268	0.225	0.156

Les débits de crues du bassin versant par les différentes formules sont représentés dans les tableaux suivants:

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 13: Calcul des débits des crues par la formule de TURAZZA

T (ans)	itc%	Q _{max,p%}
10	33,410	4,331
20	37,180	5,190
50	41,940	6,273
100	45,410	7,245

Tableau II. 14: Calcul des débits des crues par la formule de GIANDOTTI

T (ans)	htc%	Q _{max,p%}
10	9,720	1,513
20	10,820	1,684
50	12,210	1,900
100	13,220	2,057

Tableau II. 15: Calcul des débits des crues par la formules de SOKOLOVOSKY

T (ans)	htc%	Q _{max,p%}
10	9,720	0,440
20	10,820	0,735
50	12,210	1,164
100	13,220	1,604

Tableau II. 16: Débits de crue par les trois méthodes

T (ans)	TURAZZA	GIANDOTTI	SOKOLOVESKY
10	4,331	1,513	0,440
20	5,190	1,684	0,735
50	6,273	1,900	1,164
100	7,245	2,057	1,604

Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de SOKOLOVSKY étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de SOKOLOVSKY qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

II.6.2 Hydro-gramme de crue

L'hydro-gramme est la courbe qui indique la variation du débit en fonction du temps en un point donné du cours d'eau. ^[2]

Chapitre II : Etude hydrologique

La forme général de l'hydro gramme des crues présente une courbe en cloche dyssimétrique.

La courbe de l'hydro-gramme des crue se compose de :

- Courbe de concentration : c'est la courbe de monté de la crue.
- Pointe : c'est la crête de l'hydro-gramme des crues.
- Courbe de décrue.
- Courbe de tarissement.

Le tracé de l'hydro-gramme des crues est obtenu en utilisant la formule de SOKOLOVSKY en supposant que le temps de monté soit égal au temps de descente.

Cette formule assimile l'hydro-gramme des crues à deux courbes paraboliques valables pour la monté et la descente.

- Pour la monté :

$$Q_{\max} : Q_{\max,p} \left[\frac{t}{tm} \right]^n \quad \text{II.21}$$

- Pour la descente :

$$Q_{\max} : Q_{\max,p} \left[\frac{td-t}{td} \right]^m \quad \text{II.22}$$

Avec :

tm : temps de monté de la crue.

td : temps de descente.

m , n :puissance des équations m=3.n=2.

tm =tc et td=γ * tc.

Avec : γ=3.

Les débits des différents périodes de retour du bassin versant sont représentés dans le tableau suivant ainsi que l'hydro-gramme correspondant :

Tableau II. 17:Hydro-gramme des crues diérentes de retour

temps	100	50	20	10
0	0	0	0	0
0,2	0,75766701	0,54982818	0,34718532	0,20783883
0,291	1,604	1,164	0,735	0,44
0,3	0,45355034	0,32913504	0,20783011	0,12441531
0,4	0,25512032	0,18513719	0,11690364	0,06998313
0,5	0,12510888	0,09078973	0,05732857	0,03431914
0,6	0,04905119	0,03559575	0,0224767	0,01345544
0,7	0,01248245	0,00905834	0,00571983	0,00342411
0,8	0,00093784	0,00068058	0,00042975	0,00025726
1	0	0	0	0

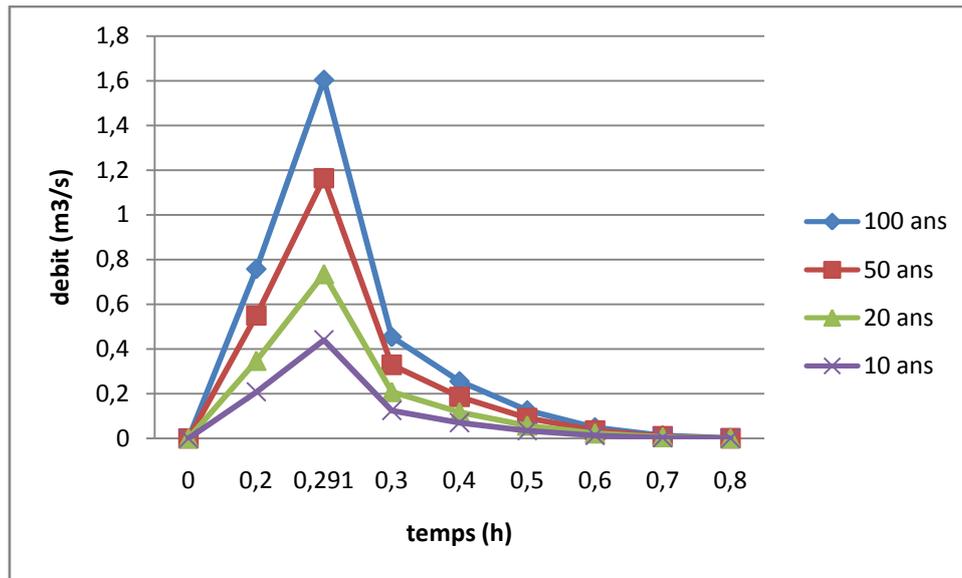


Figure II. 8. hydro- gramme des crues .

II.6.3 Application de modèle HEC-HMS dans la détermination de la crue

II.6.3.1 Présentation du modèle HEC-HMS

HEC-HMS est une plate forme de modélisation pluie-débit permettant la combinaison d'une multitude de sous-modèles permettant de décrire différents processus hydrologiques. (Voir annexe N°02).

Ces processus sont le ruissellement direct de surface, l'infiltration dans le sol, l'évapotranspiration, les écoulements de sub-surface et souterrains (nappes phréatiques). Pour chacun de ces processus pouvant être impliqués dans la formation des crues à l'exutoire d'un bassin versant donné, il s'agit donc de faire un choix de modèle adapté aux conditions de ruissellement spécifiques de la zone étudiée.

Dans cette étude la transformation de la pluie brute en hydrogramme de crue se traduit par l'application successive de deux fonctions, nommées respectivement fonction de production et de transfert. La fonction de production permet de déterminer l'hydrogramme de pluie nette à partir de la pluie brute. La fonction transfert permet quant à elle de déterminer l'hydrogramme de crue résultant de la pluie nette.

Le modèle HEC HMS fournit plusieurs fonctions de productions [Gridded Green and Ampt, SCS curve number.....], ainsi la fonction de transfert [Modclark, SCS Unit Hydrograph.....].

On va opter pour la fonction SC Curve Number, basée uniquement sur un seul paramètre, cette méthode reste simple à mettre en application et s'avère généralement stable au niveau des calculs, ce qui justifie notre choix dans leur adoption comme modèle de production, et le modèle de transfert sera réalisé par la fonction SC Unit Hydrograph^[5]

II.6.3.2 Valeurs de CURVE NUMBER (CN)

Ce paramètre peut prendre des valeurs comprises dans une large gamme: de 30 pour sols perméables avec des taux d'infiltration importants, jusqu'à 100 pour les masses d'eau. Le CN

Chapitre II : Etude hydrologique

d'un bassin versant peut être estimé en utilisant les tables par le SCS (voir annexe N°03), en fonction de l'occupation, le type des sols et leur taux d'humidité résiduel. ^[6]

Notre sol est de classe C

Tableau II. 18: Catégorie d'occupation du sol et valeurs de CN

Catégorie	Valeur de CN
Sol agricole	79
Habitat dense	90
Habitat moyennement dense	80
Habitat dispersée	77
Foret (couvert végétal)	76

Puisque notre sol est caractérisé par différents types et usages de sols, alors nous sommes obligés d'évaluer le CN pondéré. On a délimité les différentes catégories d'occupation du sol dont on a éveillée pour que la surface ne soit pas très grande afin de ne pas augmenter l'incertitude de la méthode. On a calculé la surface de chaque parcelle ainsi on a associé la valeur CN qui la correspondant. Dans le but de calculer le CN pondéré pour chaque bassin à l'aide de la formule suivante :

$$CN_p = \frac{CN_p * S_i}{S}$$

II.23

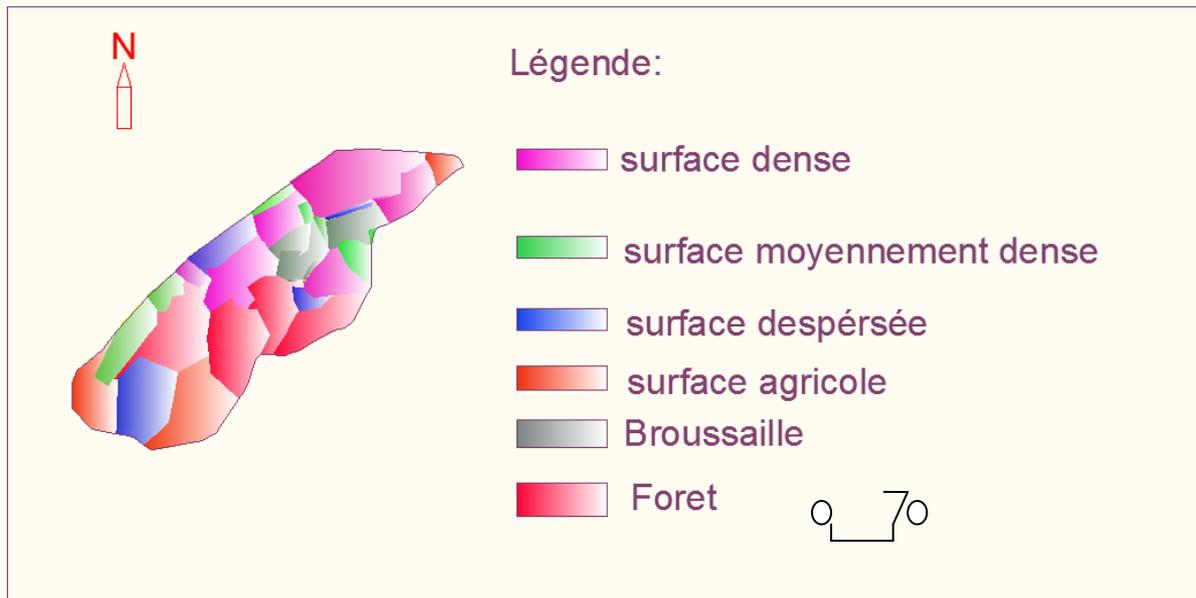


Figure II. 9. Localisation des différentes catégories d'occupation du sol dans le bassin versant

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II. 19: Calcul de CN*S pour le bassin versant

Types	surface (km ²)	CN	CN*S
s. agricole	0,0109511	79	0,865
Hab. dense	0,0810274	90	7,292
Hab. dense	0,0258600	90	2,327
Hab. moy. dense	0,0063791	80	0,510
Hab. dense	0,0226572	90	2,039
Hab. moy. dense	0,0037315	80	0,299
s. dispersée	0,0039809	77	0,307
Hab. moy. dense	0,0011229	80	0,090
Hab. moy. dense	0,0137514	80	1,100
Hab. moy. dense	0,0027187	80	0,217
Hab. dense	0,0292263	90	2,630
s. dispersée	0,0095625	77	0,736
s. dispersée	0,0248359	77	1,912
Hab. dense	0,0428063	90	3,853
Hab. dense	0,0073660	90	0,663
Hab. moy. dense	0,0116048	80	0,928
s. agricole	0,0607078	79	4,796
Hab. moy. dense	0,0318385	80	2,547
s. agricole	0,0363905	79	2,875
s. dispersée	0,0589320	77	4,538
couvert végétal	0,0519525	76	3,948
couvert végétal	0,0601236	76	4,569
couvert végétal	0,0334761	76	2,544
couvert végétal	0,0328422	76	2,496

Tableau II. 20: Calcul de CURVE NUMBER pondérée CNp du bassin versant

$\sum C N_i * S_i$	S (km ²)	CNp
54.083	0.717	72.58

On procède à la détermination de taux d'imperméabilisation de notre bassin versant, par l'estimation des surfaces imperméables (urbaines) à travers l'exploitation après calage d'une image fournie par le logiciel Google Earth. Le résultat de ce coefficient est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 21: Calcul de coefficient d'imperméabilité

Surface imperméable (km ²)	S _{totale} (km ²)	C _{impe} (%)
0.664	0.717	92.58

Chapitre II : Etude hydrologique

II.6.4 Présentation de sous modèle de calcul du processus d'écoulement direct « SCS unit hydrograph »

Ce modèle pour l'écoulement direct se base sur l'utilisation de l'hydro-gramme unitaire adimensionnel et curviligne développé par Mockus en 1985.

Pour la modélisation, le seul paramètre ajustable pour la calibration est t_{lag} , le temps de retard entre le pic de crue et le pic des précipitations (lag time). Le paramètre t_{lag} est donné par la formule suivante :

$$T_{lag} = 0.6 * T_c$$

II.24

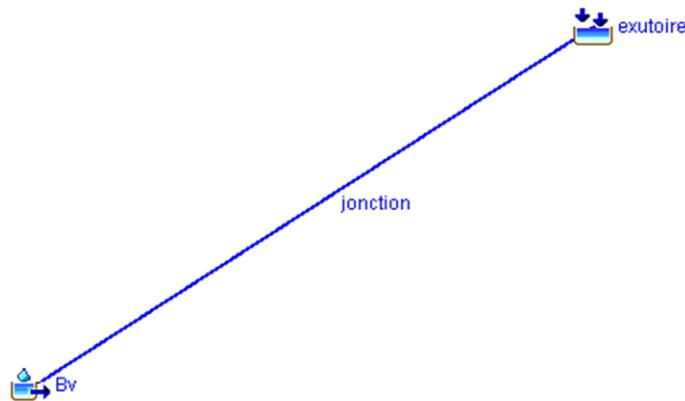
Avec :

T_c : temps de concentration du bassin versant, on prend la valeur calculée par la méthode de Kirpich dans le chapitre I (Tableau I.19).

L'ensemble des entrées nécessaires à la modélisation par le modèle HEC-HMS, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 22: Les entrées du modèle HEC-HMS

S(km ²)	CN	Cimper(%)	Hmax	Hmin	Lp(km)	Hmax-Hmin	Kirpich(h)	Lag(h)	Lag(min)
0.717	72.58	92.58	292	159	1.57435	133	0.264	0,1584	9,504



Source : HEC-HMS

Figure II. 10. Positionnement des trois éléments hydrologiques sur HEC-RAS

Chapitre II : Etude hydrologique

II.6.5 Simulation hydrologique et visualisation des résultats

Toutes les parties indispensables à une simulation hydrologique sous HEC-HMS sont prêtes, il nous reste que le lancement de la simulation.

Les résultats peuvent être visualisés en utilisant l'écran du modèle de bassin en chaque élément du bassin sous forme :

- De graphes.
- De tableau récapitulatif des résultats (Summary Table).
- De tableau relatif aux résultats calculés à chaque pas de temps (Time Series Table).

L'hydro-gramme de crue produit le bassin versant est représenté par les figures suivantes pour des différentes périodes de retour :

- Une période de retour de 100 ans

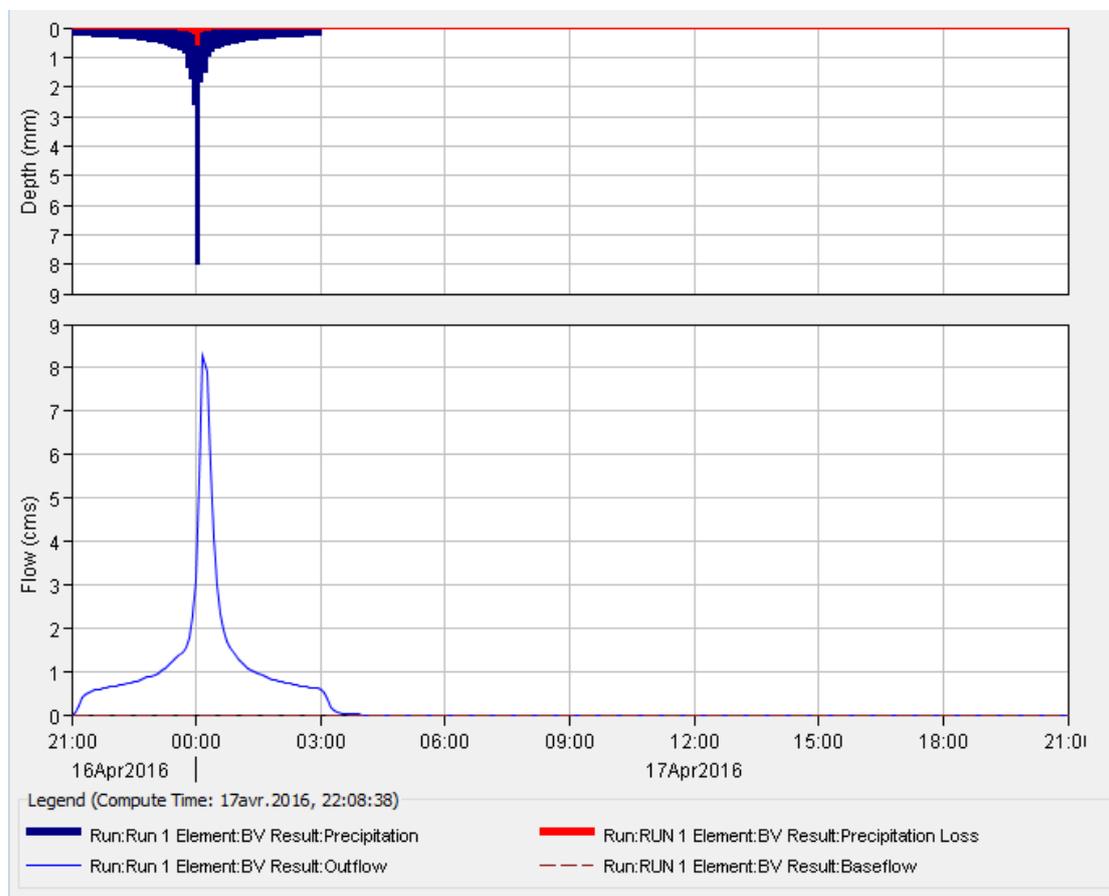


Figure II. 11.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 100ans

- Pour une période de retour de 50 ans

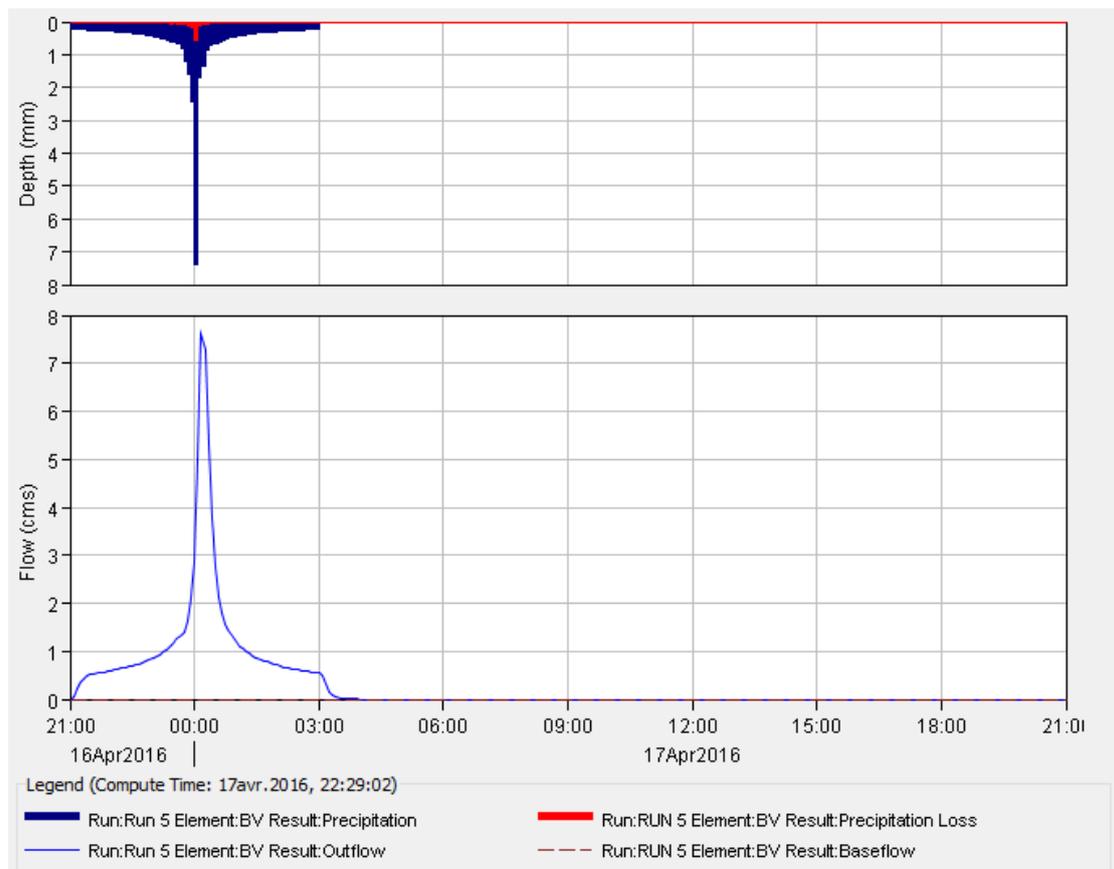


Figure II. 12.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 50 ans

Chapitre II : Etude hydrologique

- Pour une période de retour de 20 ans.

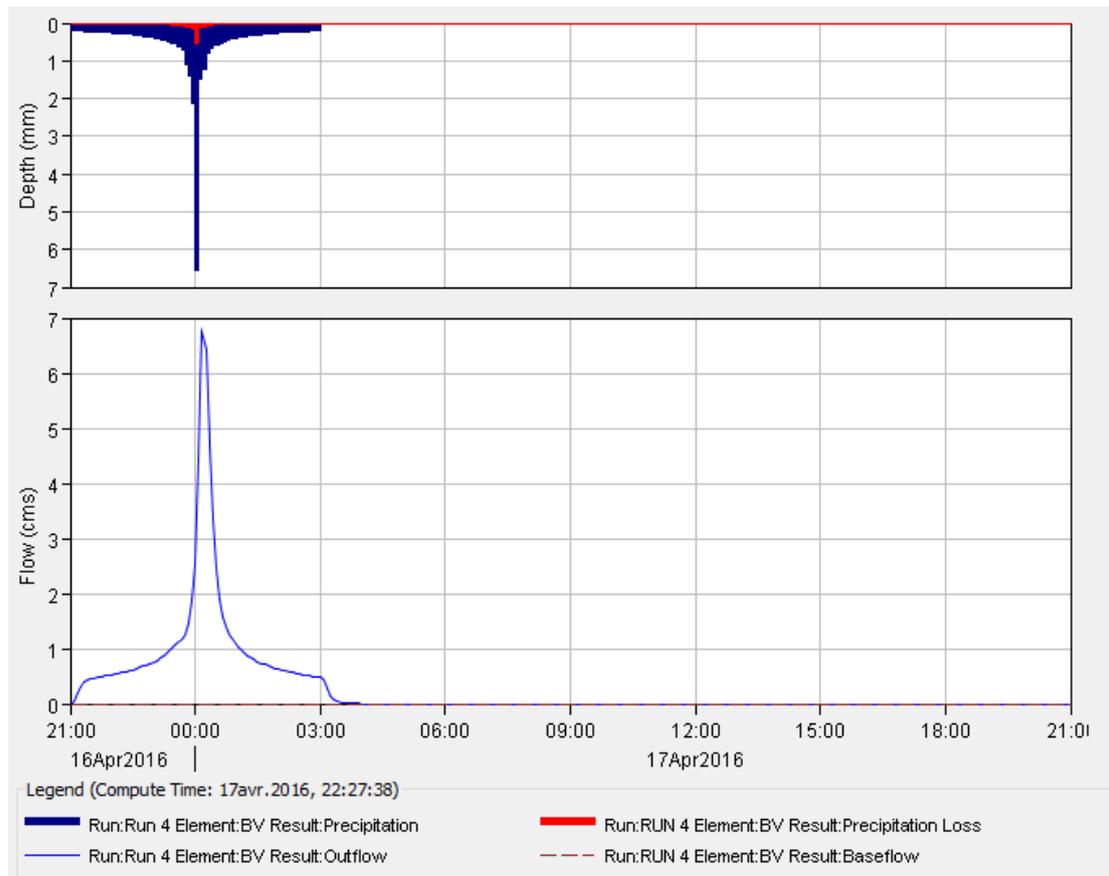


Figure II. 13.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 20 ans

Chapitre II : Etude hydrologique

- Pour une période de retour de 10 ans.

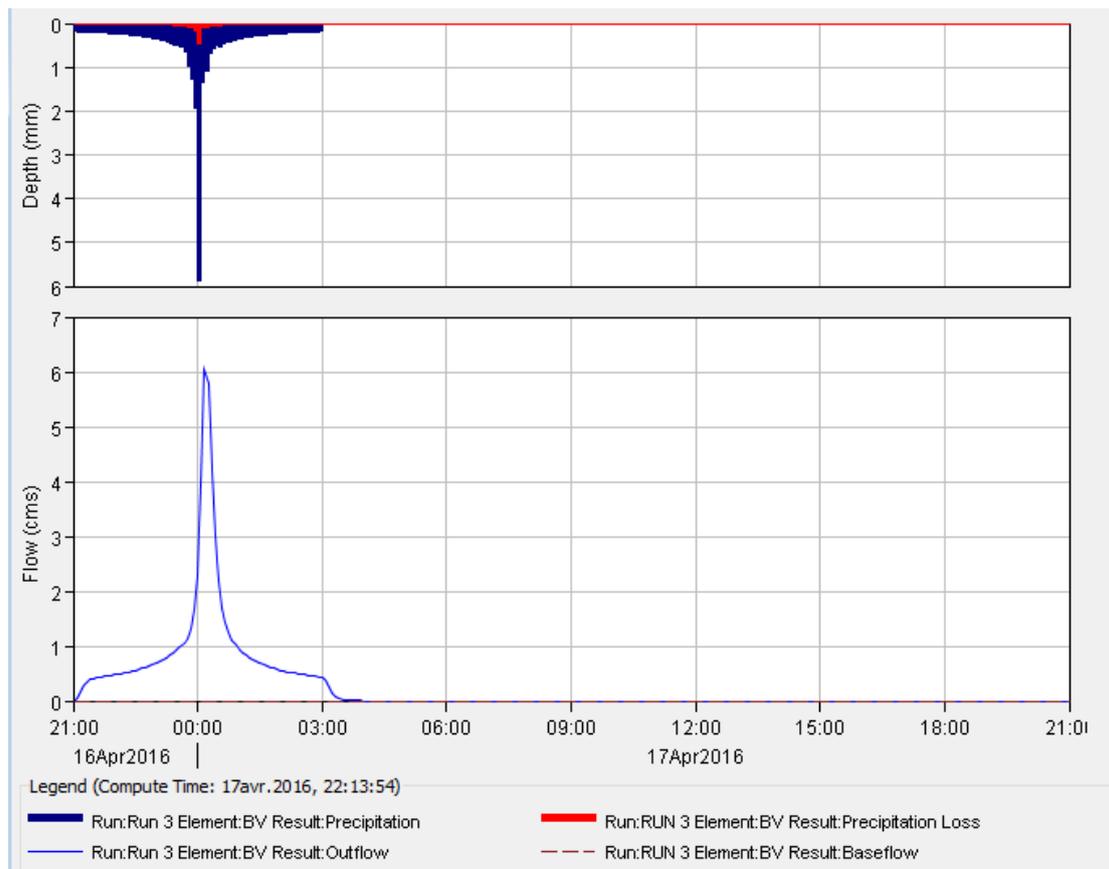


Figure II. 14.Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 10 ans.

Tableau II. 23: Les valeurs de débits données par le modèle HEC-HMS

Période de retour (ans)	Valeurs de débits (m^3/s)
100 ans	8.3
50 ans	7.6
20 ans	6.7
10 ans	6.1

Conclusion

On remarque qu'il y'a une différence entre les valeurs de débits pour les méthodes empiriques et le modèle HEC-HMS ce qui est logique puisque la plupart de ces méthodes sont destinées aux grandes surfaces. Dans notre cas, on prend celle issue du modèle HEC-HMS pour faire la simulation d'écoulement et le dimensionnement voir la robustesse de ce modèle.

Chapitre III

**Analyse des conditions naturelles du
fonctionnement de l'oued et mise
en évidence des zones vulnérables.**

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

CHAPITRE III : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES DU FONCTIONNEMENT DE L'OUED ET MISE EN EVIDENCE DES ZONE VULNERABLES

Introduction

Une inondation est une submersion temporaire par l'eau des terres qui ne sont pas submergées en temps normal. Cette notion recouvre les inondations dues aux crues des rivières, des torrents de montagne et des cours d'eau intermittents méditerranéens ainsi que les inondations dues à la mer dans les zones côtières et elle peut exclure les inondations dues aux réseaux d'égouts. Dans ce contexte on s'intéresse d'analyser les conditions naturelles du fonctionnement de l'oued, localiser les zone de vulnérabilités, choisir et même projeter les moyens de protection adéquats.^[20]

Avant d'opter ce travail, on fait une description générale du cours d'eau et des ouvrages existants afin de recenser les anomalies et les causes qui peuvent surgir les périodes de crue.

Code de calcul HEC-RAS : Hydrologic Engineer Center Rivers Analysis System.

c'est un logiciel de simulation des écoulements(permanent et non permanent) a surface libre dans les cours d'eau naturels, la modélisation du transport solide ainsi que il détermine comment la crue centennale se manifeste dans le cours d'eau aussi les cours d'eau résultant et localiser les zones ou il y'a un débordement. il tient compte des aménagements tranversaux (ponts, dalots,ect) et propose des aménagements dans les cours d'eau.(voir annexe N°04).

En rajoutant que la base de donnée nécessaire à l'application de ce modèle sera générée par le logiciel Autocad Civil 3D, qui est un outil d'informatique très puissant qui donne des résultats précis en chaque section transversale définie par l'utilisateur.

III.1 Description générale

Dans ce passage, on insiste de décrire le cours d'eau et les différents ouvrages existants et mêmes d'exposer tous les problèmes rencontrés.

III.1.1 Chaâbat LAKHALIA

Elle s'agit d'un oued d'une longueur de 1700m, qui traverse la ville d'Ouest vers l'East. Elle se déverse dans un cours d'eau principal Oued FENDEK. En rajoutant que sa partie avale est aménagée sur une longueur de 700m, alors que la partie amont n'est pas encore aménagée. Le débordement de l'oued causant une inondation de la zone urbanisée construite sur la rive gauche caractérisée par un terrain alluvial. Sachant que la rive droite est inoccupée.

III.1.2 Aperçu sur la partie aménagée

Après une petite enquête sur le terrain, on a trouvé que l'oued a été aménagé sur sa partie avale avec des buses en béton armé de diamètre nominal DN1000 le long de 700m.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Figure III. 1.L'entrée de la conduite



Figure III. 2.La sortie de la conduite



Figure III. 3.Regard ouvert

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

III.1.3 Enquête du terrain et diagnostic préalable

Suite à une mission de reconnaissance de terrain, on a constaté que les facteurs causants des inondations sont multiples non seulement la forte intensité de la pluie « les crues » ou la grandeur du cours d'eau, mais aussi le type de sol qui va influe sur la capacité érosive des berges et par la suite la quantité des sédiments transportée.

III.1.3.1 Diagnostic structurel

Ce type de diagnostic est basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards et les tronçons de collecteur (défini par deux regards consécutifs).

Dans notre cas, on a remarqué que le réseau est en bon état pas des fissurations ou des problèmes le long du collecteur et pour les regards, ils sont de bon état sauf les uns derniers juste avant le point de rejet.



Figure III. 4.Regard en bon état



Figure III. 5.Regard en bon état



Figure III. 6.Regard ouvert proche au point de rejet

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Figure III. 7.L'avant entrée du collecteur

III.1.3.2 Diagnostic fonctionnel

Il est basé sur l'efficacité hydraulique (débits pluviaux et crues), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

Dans cette étape, on vise à investir tronçon par tronçon la capacité évacuative des flux et une inspection sérieuse pour détecter les problèmes le long du collecteur.

Pour qu'on puisse dire ce système fonctionne bien ou pas, on doit recalculer le diamètre correspondant à ce débit, en se basant sur les données présentées dans la table suivante :

Tableau III. 1:Les données nécessaires pour le recalcul du diamètre

Collecteur	Tronçons	Pente (m/m)	Longueur (m)	Ks	Crue centennale (m ³ /s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre nominal (mm)
Chaabat LAKHLIA sur sa partie aval en buse DN1000	Entrée-Rx1	3.4%	75.90	90	8.3	1192.9	1200
	Rx1-Rx2	4.0%	52.50	90	8.3	1157.1	1200
	Rx2-Rx3	3.3%	131.00	90	8.3	1199.6	1500
	Rx3-Rx6	2.2%	208.50	90	8.3	1294.3	1500
	Rx6-Rx7	3.2%	113.60	90	8.3	1206.5	1500
	Rx7-Rx9	2.0%	102.00	90	8.3	1317.7	1500
	Rx9-rejet	1.5%	19.10	90	8.3	1390.7	1500

Constatation

Après avoir recalculé le diamètre, on constate que le collecteur projeté de diamètre 1000 n'arrive pas à évacuer le débit des crues. Donc on doit projeter un nouveau système avec un diamètre proposé de 1200mm pour les deux premiers tronçons (127.5m) et un autre avec un diamètre de 1500mm (456.2m) qui vont assurer l'évacuation du débit et par la suite la protection de la zone.

Conclusion

Après une petite recherche et investigation, on a trouvé que lors de la période de crue on aura un mal fonctionnement du système qui est expliqué par le sous dimensionnement du système (collecteur), le colmatage du collecteur par les particules transportées et même par le rejet des habitants à la tête d'ouvrage « figure III.8 ».

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Figure III. 8. Point de rejet des déchets domestique à l'entrée du collecteur

III.2 Choix du modèle

Compte tenu de la longueur relativement faible de ce tronçon et du fait que l'on s'intéresse uniquement à l'élévation maximale de la ligne d'eau pour une chronique de débits donnée, la modélisation des écoulements en régime permanent est suffisante.

Il faut toutefois savoir si l'on opte pour un modèle 2D (mis en œuvre par exemple par le logiciel Telemac 2D) ou un modèle 1D (sous HEC RAS).

Au regard des caractéristiques de la zone d'étude et des variables étudiées (hauteur de la ligne d'eau et débit), l'utilisation d'un modèle 1D est suffisant. En effet, plusieurs observations semblent justifier l'hypothèse d'un écoulement unidirectionnel :

- l'absence d'affluents et d'ouvrages longitudinaux (digue ou déversoir longitudinal).
- la présence d'un lit majeur bien marqué et encaissé, ne favorisant pas les écoulements transversaux et ne possédant pas de singularités marquées.
- un champ d'expansion composé principalement de prairies en amont.

Les travaux de Horrit & Bates (2002) montrent que pour un écoulement rassemblant ces hypothèses, les résultats des simulations 1D du logiciel HEC-RAS, bien que découlant d'une méthode plus simple, sont comparables à ceux de la modélisation 2D donnée par Telemac 2D, à condition de posséder un modèle numérique de terrain de haute résolution.^[7]

Cette réflexion a mené à l'utilisation d'Hec-Ras (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System), plateforme logicielle de simulation hydraulique développée par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis, qui répond parfaitement aux attentes que nous avons délimitées. (Version 4.1.0, publié en 2010).

III.2.1 Les équations utilisées

Le logiciel HEC-RAS utilise les équations de Saint-Venant 1D ("shallow water equations" en anglais) pour relier les hauteurs d'eau et les débits. Ces équations se déduisent des équations de Navier-Stokes grâce à des simplifications liées au modèle de la rivière.^[8]

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

III.2.2 Le cas stationnaire

Le modèle géométrique sera maillé est représenté en une succession des sections transversales. Le logiciel calcule la hauteur d'une section à partir de la hauteur d'eau de la section précédente à l'aide de l'équation de conservation de l'énergie (conservation de la charge) suivante

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{III.1}$$

Avec :

Z : cote du fond du lit.

Y : hauteur d'eau à la section.

α : Coefficient de pondération de la vitesse.

V : vitesse moyenne sur la section.

g : accélération de la pesanteur.

h_e : Perte de charge.

Le coefficient de pertes de charge h_e se calcule à l'aide de la formule suivante

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{III.2}$$

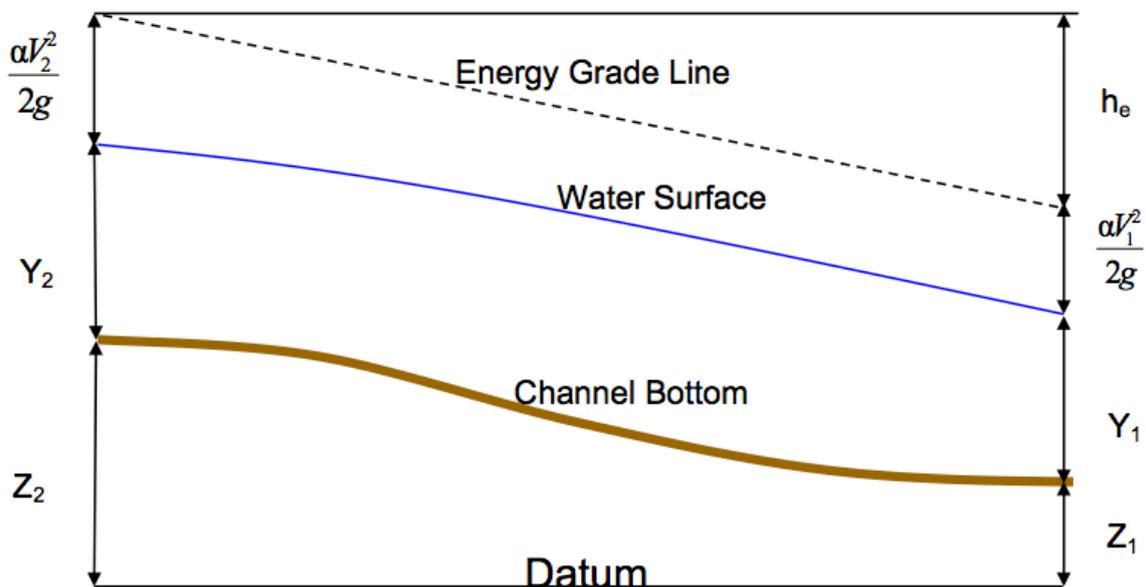
Avec :

L : la distance entre les deux profils

S_f : la pente de la ligne d'énergie (pente de frottement)

C : le coefficient d'expansion ou de contraction.

La figure ci-dessous illustre l'apport de chaque terme de l'équation (III.1).



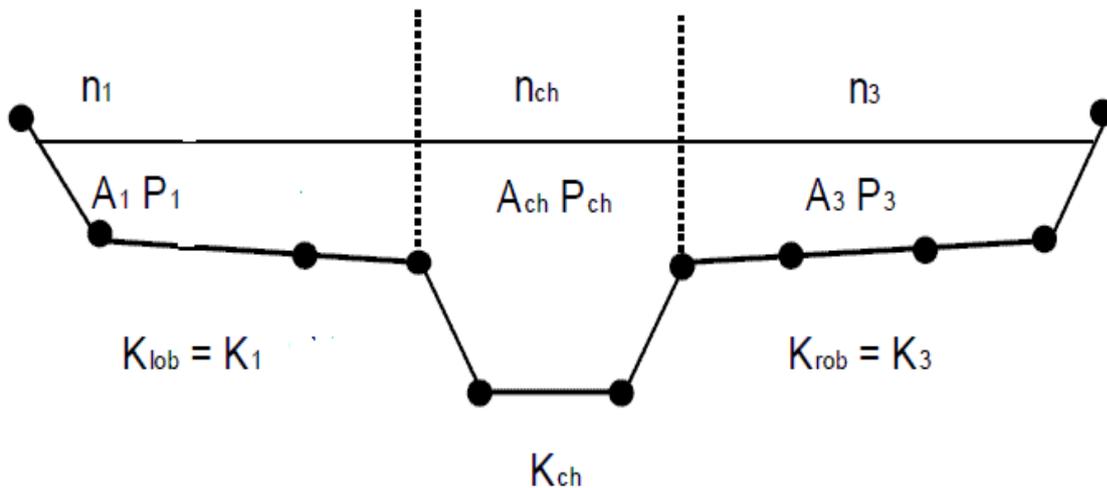
Source : HEC-RAS

Figure III. 9. Conservation de la charge entre deux sections

Les pertes de charges estimées proviennent des effets de frottement et de contraction/expansion du cours d'eau. La para -métrisation de Manning-Strickler est utilisée pour le frottement.^[8]

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

Pour évaluer correctement les pertes de charges, et donc le frottement. HEC-RAS découpe chaque section en plusieurs domaines verticaux et pour chaque domaine on introduit leur coefficient de frottement. En effet le frottement dépend de la vitesse et on se doute bien que la vitesse n'est pas la même sur les bords, dans le lit majeur ou dans le lit mineur. Le découpage se fait comme sur l'image qui suit :

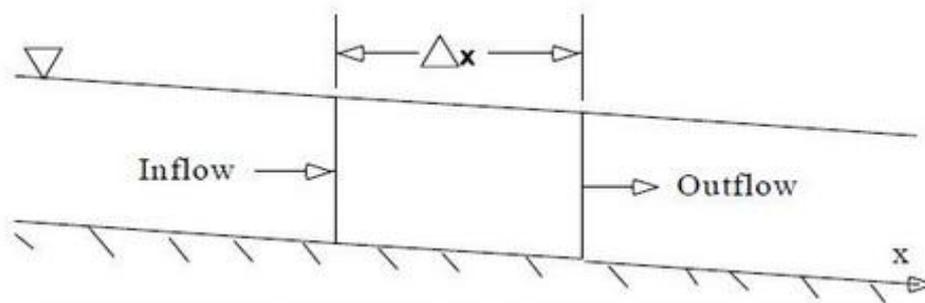


Source : HEC-RAS

Figure III. 10. Découpage de la section pour le recalcul du frottement

III.2.3 Cas instationnaire

Dans le cas in-stationnaire, la résolution sous HEC se fait différemment. Les équations utilisées cette fois-ci sont la conservation de la masse et la conservation de la quantité de mouvement. Pour obtenir ces équations on fait un bilan sur un petit volume de contrôle, comme sur l'image suivante :



Source : HEC-RAS

Figure III. 11. Élément de volume élémentaire de contrôle

On obtient l'équation de conservation de la masse:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

Avec :

III.3

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

A_T : C'est la section.

Q : Le débit.

q_l : L'apport latéral par unité de longueur.

L'équation de conservation de la quantité de mouvement s'écrit:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + Sf \right) = 0 \quad \text{III.4}$$

Avec :

$\frac{\partial z}{\partial x}$: La pente de la hauteur d'eau.

Sf : La pente de la ligne d'énergie.

A : c'est la section.

V : Vitesse moyenne.

Pour résoudre ces équations, le logiciel utilise la théorie des différences finies qui est à la fois pratique et simple pour ce cas 1D. Il utilise un schéma implicite qui permet d'utiliser un pas de temps beaucoup plus important que dans le cas du schéma explicite.

III.3 Banque de données nécessaire à l'application du logiciel HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des deux oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur.
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites. ^[9]

III.4 Démarche de la modélisation

Cette démarche est constituée de quatre étapes à savoir :

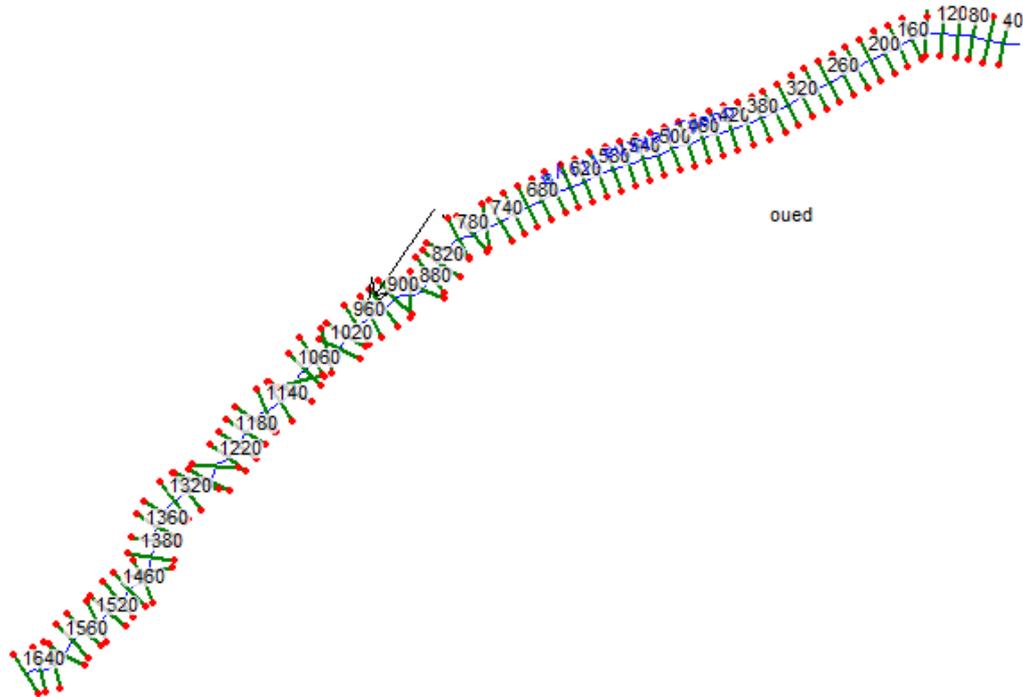
III.4.1 Modélisation de la rivière

La réalisation de la géométrie de l'oued, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement, elle correspond au maillage de la rivière.

Ce maillage a été réalisé à l'aide de logiciel AUTOCAD CIVIL 3D (version 2015), on s'appuie sur le modèle numérique de terrain (MNT) de notre zone d'étude extrait du levé topographique à l'aide de logiciel COVADIS (version 9.1).

Le travail consiste à définir l'axe de l'oued et les berges gauche et droite, et faire des coupes transversales équidistantes de 20 m le long de l'oued.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Source : HEC-RAS

Figure III. 12. Le tracé de l'oued avec ses différentes coupes

III.4.1.1 Choix de coefficient de frottement

A l'absence de l'expérimentation, on fixe la valeur du coefficient de Manning en se basant sur la littérature, en tenant compte la nature du lit, des berges et les matériaux qui les constituent.

Ces valeurs sont tirées à l'aide d'un tableau présenté comme un annexe N°5

Tableau III. 2: Les valeurs attribuées au coefficient de Manning

Chaabat Lakhalia		
Berge gauche	Lit mineur	Berge droite
Graviers-Graviers grosses	Gravier-Gravier grosse	Graviers-Graviers grosse
0.027	0.027	0.027

III.4.2 Modélisation de l'écoulement

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le **chapitre II**.

Pour les conditions aux limites, le modèle HEC-RAS prend en charge le calcul de la profondeur critique en amont et en aval dans le cas d'un régime mixte, alors il suffit de mentionner ces profondeurs dans la rubrique concernant les conditions aux limites.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

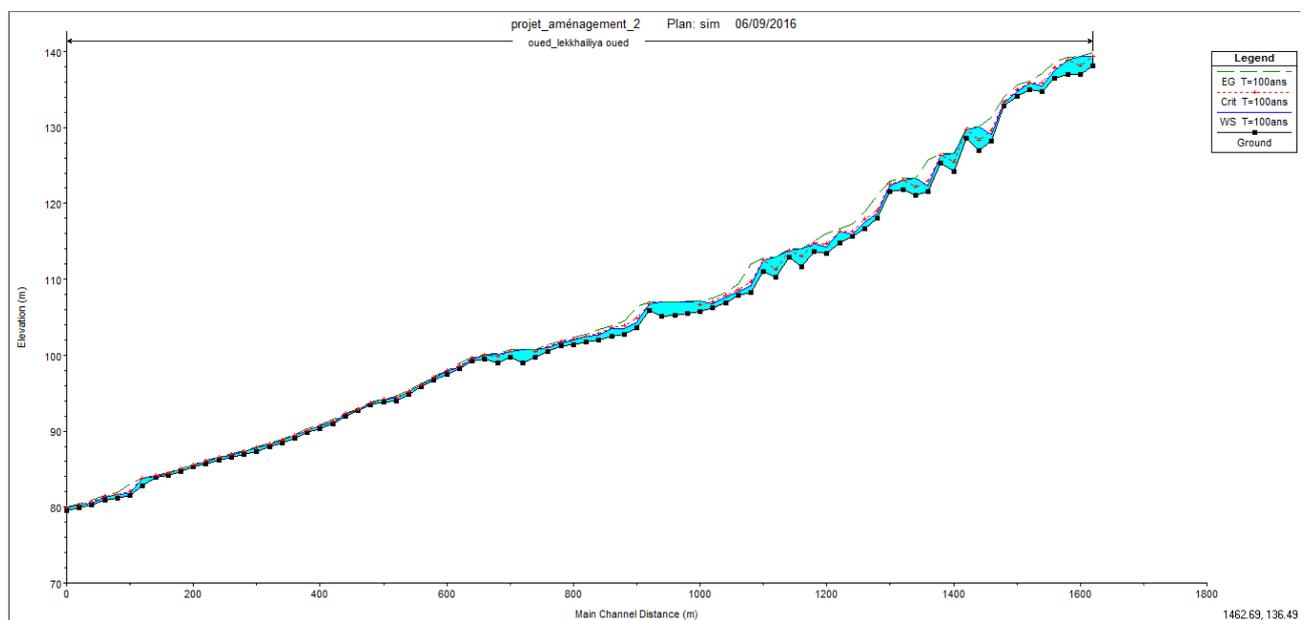
III.4.3 Mise en marche de la simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique de notre oued, On choisit le régime d'écoulement, supposé mixte pour notre cas, puis on lance la simulation.

III.4.4 Visualisation des résultats

Les résultats de simulation de l'oued sont donnés sous forme de graphes et tableaux exprimant la variation des différents paramètres hydrauliques (Vitesse, profondeur de la ligne d'eau, profondeur de la ligne d'énergie, section mouillée...) en fonction de la longueur du cours d'eau.

III.4.4.1 Résultats de simulation de chaabat LAKHALIA à son état naturel



Source : HEC-Ras

Figure III. 13. Profil en long de CHAABAT LAKHALIA à son état naturel

Commentaire

On remarque que l'aval de l'oued se déborde d'une manière plus importante par rapport à l'amont

Les résultats de simulation de l'oued à l'état naturel sont présentés dans l'annexe N° 06

III.4.4.2 Constatation

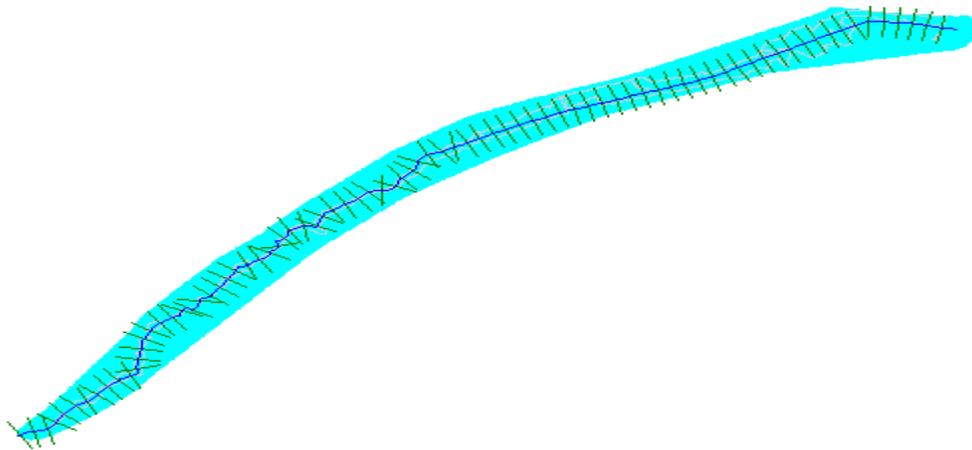
Après une petite lecture des résultats donnés par ce code de calcul, on remarque que la pente du radier est non uniforme et présente des fluctuations marquantes, même la vitesse varie d'un tronçon à un autre. Le nombre de Froude fluctue de 0.03 jusqu'à 3.43 ou on aura des tronçons caractérisés par un écoulement fluvial et des autres par un écoulement torrentiel.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

Aussi on constate que, l'inondation sur les bords de chaâbat LAKHALIA est due à la vitesse élevée de l'écoulement, ce qui implique une stagnation d'eau en aval, rendant la section en aval incapable d'évacuer cette quantité importante qui provient de l'amont.

III.5 Délimitation des zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondations avec **HEC-RAS**, on vise à délimiter les plaines inondables. Pour ce faire, on a besoin de ramener la surface du sol existante de **CIVIL 3D** à **HEC-RAS Mapper** (un modèle de mappage inclut dans **HEC-RAS** version 4.1.0). Alors on va exporter le sol existant à partir de **CIVIL 3D** comme un fichier dont l'extension est **Geo.tif** et convertir ce **Geo.tif** à l'**HEC** le format natif **ESRI FLT RAS**. Cette conversion nécessitera le **SAGA GIS** (Voir annexe N°07). Une fois converti, le **DEM** de surface sera utilisé pour effectuer des délimitations des plaines inondables



Source : HEC-RAS

Figure III. 14. Aperçu sur notre zone inondable

D'après la figure ci-dessus, on remarque qu'on aura une inondation le long du notre chaabat. Les zones inondables au voisinage de chaâbat LAKHALIA sont présentées dans la planche N°1.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mieux comprendre et connaître la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis-à-vis des inondations et de localiser les différentes parties envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

Chapitre III

**Analyse des conditions naturelles du
fonctionnement de l'oued et mise
en évidence des zones vulnérables.**

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

CHAPITRE III : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES DU FONCTIONNEMENT DE L'OUED ET MISE EN EVIDENCE DES ZONE VULNERABLES

Introduction

Une inondation est une submersion temporaire par l'eau des terres qui ne sont pas submergées en temps normal. Cette notion recouvre les inondations dues aux crues des rivières, des torrents de montagne et des cours d'eau intermittents méditerranéens ainsi que les inondations dues à la mer dans les zones côtières et elle peut exclure les inondations dues aux réseaux d'égouts. Dans ce contexte on s'intéresse d'analyser les conditions naturelles du fonctionnement de l'oued, localiser les zone de vulnérabilités, choisir et même projeter les moyens de protection adéquats.^[20]

Avant d'opter ce travail, on fait une description générale du cours d'eau et des ouvrages existants afin de recenser les anomalies et les causes qui peuvent surgir les périodes de crue.

Code de calcul HEC-RAS : Hydrologic Engineer Center Rivers Analysis System.

c'est un logiciel de simulation des écoulements(permanent et non permanent) a surface libre dans les cours d'eau naturels, la modélisation du transport solide ainsi que il détermine comment la crue centennale se manifeste dans le cours d'eau aussi les cours d'eau résultant et localiser les zones ou il y'a un débordement. il tient compte des aménagements tranversaux (ponts, dalots,ect) et propose des aménagements dans les cours d'eau.(voir annexe N°04).

En rajoutant que la base de donnée nécessaire à l'application de ce modèle sera générée par le logiciel Autocad Civil 3D, qui est un outil d'informatique très puissant qui donne des résultats précis en chaque section transversale définie par l'utilisateur.

III.1 Description générale

Dans ce passage, on insiste de décrire le cours d'eau et les différents ouvrages existants et mêmes d'exposer tous les problèmes rencontrés.

III.1.1 Chaâbat LAKHALIA

Elle s'agit d'un oued d'une longueur de 1700m, qui traverse la ville d'Ouest vers l'East. Elle se déverse dans un cours d'eau principal Oued FENDEK. En rajoutant que sa partie avale est aménagée sur une longueur de 700m, alors que la partie amont n'est pas encore aménagée. Le débordement de l'oued causant une inondation de la zone urbanisée construite sur la rive gauche caractérisée par un terrain alluvial. Sachant que la rive droite est inoccupée.

III.1.2 Aperçu sur la partie aménagée

Après une petite enquête sur le terrain, on a trouvé que l'oued a été aménagé sur sa partie avale avec des buses en béton armé de diamètre nominal DN1000 le long de 700m.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Figure III. 1.L'entrée de la conduite



Figure III. 2.La sortie de la conduite



Figure III. 3.Regard ouvert

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

III.1.3 Enquête du terrain et diagnostic préalable

Suite à une mission de reconnaissance de terrain, on a constaté que les facteurs causants des inondations sont multiples non seulement la forte intensité de la pluie « les crues » ou la grandeur du cours d'eau, mais aussi le type de sol qui va influe sur la capacité érosive des berges et par la suite la quantité des sédiments transportée.

III.1.3.1 Diagnostic structurel

Ce type de diagnostic est basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards et les tronçons de collecteur (défini par deux regards consécutifs).

Dans notre cas, on a remarqué que le réseau est en bon état pas des fissurations ou des problèmes le long du collecteur et pour les regards, ils sont de bon état sauf les uns derniers juste avant le point de rejet.



Figure III. 4.Regard en bon état



Figure III. 5.Regard en bon état



Figure III. 6.Regard ouvert proche au point de rejet

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Figure III. 7.L'avant entrée du collecteur

III.1.3.2 Diagnostic fonctionnel

Il est basé sur l'efficacité hydraulique (débits pluviaux et crues), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

Dans cette étape, on vise à investir tronçon par tronçon la capacité évacuative des flux et une inspection sérieuse pour détecter les problèmes le long du collecteur.

Pour qu'on puisse dire ce système fonctionne bien ou pas, on doit recalculer le diamètre correspondant à ce débit, en se basant sur les données présentées dans la table suivante :

Tableau III. 1: Les données nécessaires pour le recalcul du diamètre

Collecteur	Tronçons	Pente (m/m)	Longueur (m)	Ks	Crue centennale (m ³ /s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre nominal (mm)
Chaabat LAKHLIA sur sa partie aval en buse DN1000	Entrée-Rx1	3.4%	75.90	90	8.3	1192.9	1200
	Rx1-Rx2	4.0%	52.50	90	8.3	1157.1	1200
	Rx2-Rx3	3.3%	131.00	90	8.3	1199.6	1500
	Rx3-Rx6	2.2%	208.50	90	8.3	1294.3	1500
	Rx6-Rx7	3.2%	113.60	90	8.3	1206.5	1500
	Rx7-Rx9	2.0%	102.00	90	8.3	1317.7	1500
	Rx9-rejet	1.5%	19.10	90	8.3	1390.7	1500

Constatation

Après avoir recalculé le diamètre, on constate que le collecteur projeté de diamètre 1000 n'arrive pas à évacuer le débit des crues. Donc on doit projeter un nouveau système avec un diamètre proposé de 1200mm pour les deux premiers tronçons (127.5m) et un autre avec un diamètre de 1500mm (456.2m) qui vont assurer l'évacuation du débit et par la suite la protection de la zone.

Conclusion

Après une petite recherche et investigation, on a trouvé que lors de la période de crue on aura un mal fonctionnement du système qui est expliqué par le sous dimensionnement du système (collecteur), le colmatage du collecteur par les particules transportées et même par le rejet des habitants à la tête d'ouvrage « figure III.8 ».

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Figure III. 8. Point de rejet des déchets domestique à l'entrée du collecteur

III.2 Choix du modèle

Compte tenu de la longueur relativement faible de ce tronçon et du fait que l'on s'intéresse uniquement à l'élévation maximale de la ligne d'eau pour une chronique de débits donnée, la modélisation des écoulements en régime permanent est suffisante.

Il faut toutefois savoir si l'on opte pour un modèle 2D (mis en œuvre par exemple par le logiciel Telemac 2D) ou un modèle 1D (sous HEC RAS).

Au regard des caractéristiques de la zone d'étude et des variables étudiées (hauteur de la ligne d'eau et débit), l'utilisation d'un modèle 1D est suffisant. En effet, plusieurs observations semblent justifier l'hypothèse d'un écoulement unidirectionnel :

- l'absence d'affluents et d'ouvrages longitudinaux (digue ou déversoir longitudinal).
- la présence d'un lit majeur bien marqué et encaissé, ne favorisant pas les écoulements transversaux et ne possédant pas de singularités marquées.
- un champ d'expansion composé principalement de prairies en amont.

Les travaux de Horrit & Bates (2002) montrent que pour un écoulement rassemblant ces hypothèses, les résultats des simulations 1D du logiciel HEC-RAS, bien que découlant d'une méthode plus simple, sont comparables à ceux de la modélisation 2D donnée par Telemac 2D, à condition de posséder un modèle numérique de terrain de haute résolution.^[7]

Cette réflexion a mené à l'utilisation d'Hec-Ras (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System), plateforme logicielle de simulation hydraulique développée par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis, qui répond parfaitement aux attentes que nous avons délimitées. (Version 4.1.0, publié en 2010).

III.2.1 Les équations utilisées

Le logiciel HEC-RAS utilise les équations de Saint-Venant 1D ("shallow water equations" en anglais) pour relier les hauteurs d'eau et les débits. Ces équations se déduisent des équations de Navier-Stokes grâce à des simplifications liées au modèle de la rivière.^[8]

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

III.2.2 Le cas stationnaire

Le modèle géométrique sera maillé est représenté en une succession des sections transversales. Le logiciel calcule la hauteur d'une section à partir de la hauteur d'eau de la section précédente à l'aide de l'équation de conservation de l'énergie (conservation de la charge) suivante

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{III.1}$$

Avec :

Z : cote du fond du lit.

Y : hauteur d'eau à la section.

α : Coefficient de pondération de la vitesse.

V : vitesse moyenne sur la section.

g : accélération de la pesanteur.

h_e : Perte de charge.

Le coefficient de pertes de charge h_e se calcule à l'aide de la formule suivante

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{III.2}$$

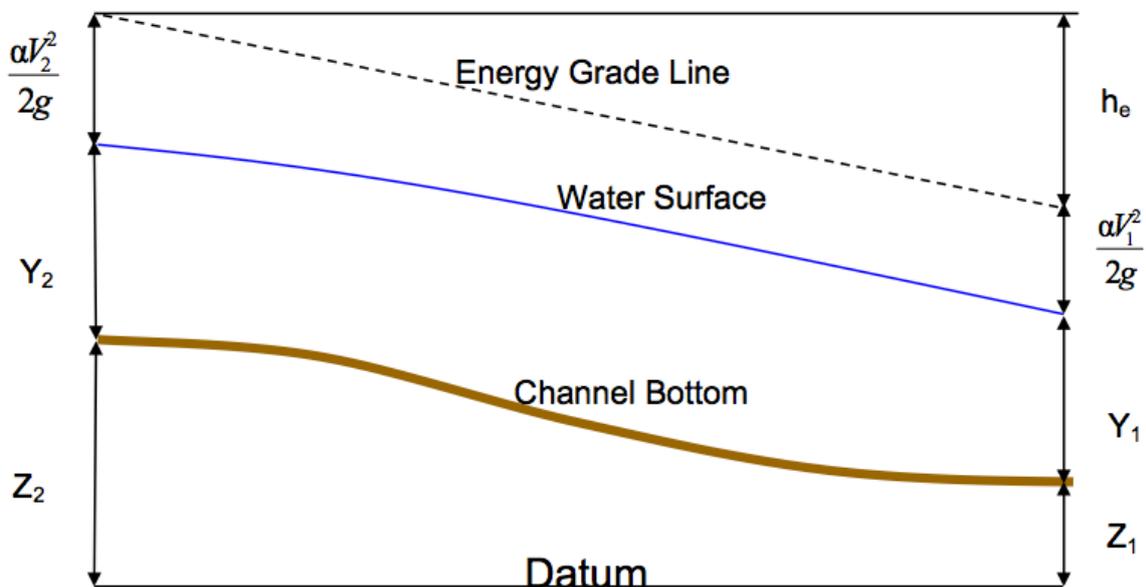
Avec :

L : la distance entre les deux profils

S_f : la pente de la ligne d'énergie (pente de frottement)

C : le coefficient d'expansion ou de contraction.

La figure ci-dessous illustre l'apport de chaque terme de l'équation (III.1).



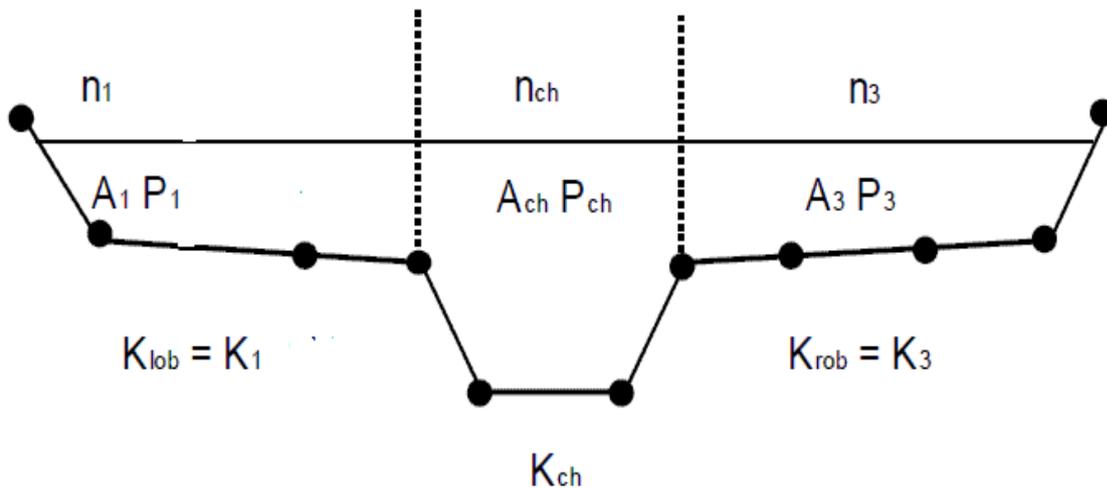
Source : HEC-RAS

Figure III. 9. Conservation de la charge entre deux sections

Les pertes de charges estimées proviennent des effets de frottement et de contraction/expansion du cours d'eau. La para -métrisation de Manning-Strickler est utilisée pour le frottement.^[8]

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

Pour évaluer correctement les pertes de charges, et donc le frottement. HEC-RAS découpe chaque section en plusieurs domaines verticaux et pour chaque domaine on introduit leur coefficient de frottement. En effet le frottement dépend de la vitesse et on se doute bien que la vitesse n'est pas la même sur les bords, dans le lit majeur ou dans le lit mineur. Le découpage se fait comme sur l'image qui suit :

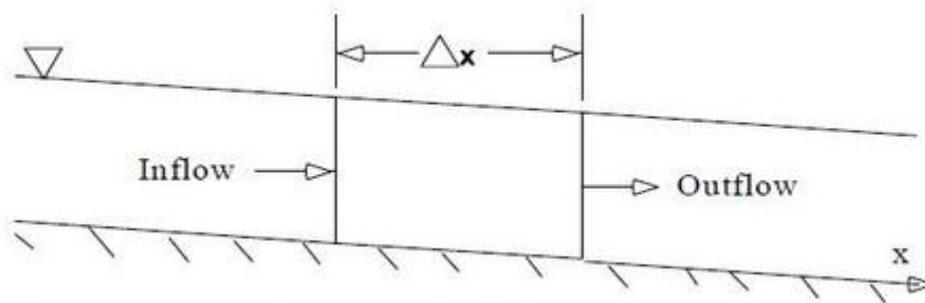


Source : HEC-RAS

Figure III. 10. Découpage de la section pour le recalcul du frottement

III.2.3 Cas instationnaire

Dans le cas in-stationnaire, la résolution sous HEC se fait différemment. Les équations utilisées cette fois-ci sont la conservation de la masse et la conservation de la quantité de mouvement. Pour obtenir ces équations on fait un bilan sur un petit volume de contrôle, comme sur l'image suivante :



Source : HEC-RAS

Figure III. 11. Élément de volume élémentaire de contrôle

On obtient l'équation de conservation de la masse:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

Avec :

III.3

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

A_T : C'est la section.

Q : Le débit.

q_l : L'apport latéral par unité de longueur.

L'équation de conservation de la quantité de mouvement s'écrit:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + Sf \right) = 0 \quad \text{III.4}$$

Avec :

$\frac{\partial z}{\partial x}$: La pente de la hauteur d'eau.

Sf : La pente de la ligne d'énergie.

A : c'est la section.

V : Vitesse moyenne.

Pour résoudre ces équations, le logiciel utilise la théorie des différences finies qui est à la fois pratique et simple pour ce cas 1D. Il utilise un schéma implicite qui permet d'utiliser un pas de temps beaucoup plus important que dans le cas du schéma explicite.

III.3 Banque de données nécessaire à l'application du logiciel HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des deux oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur.
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites. ^[9]

III.4 Démarche de la modélisation

Cette démarche est constituée de quatre étapes à savoir :

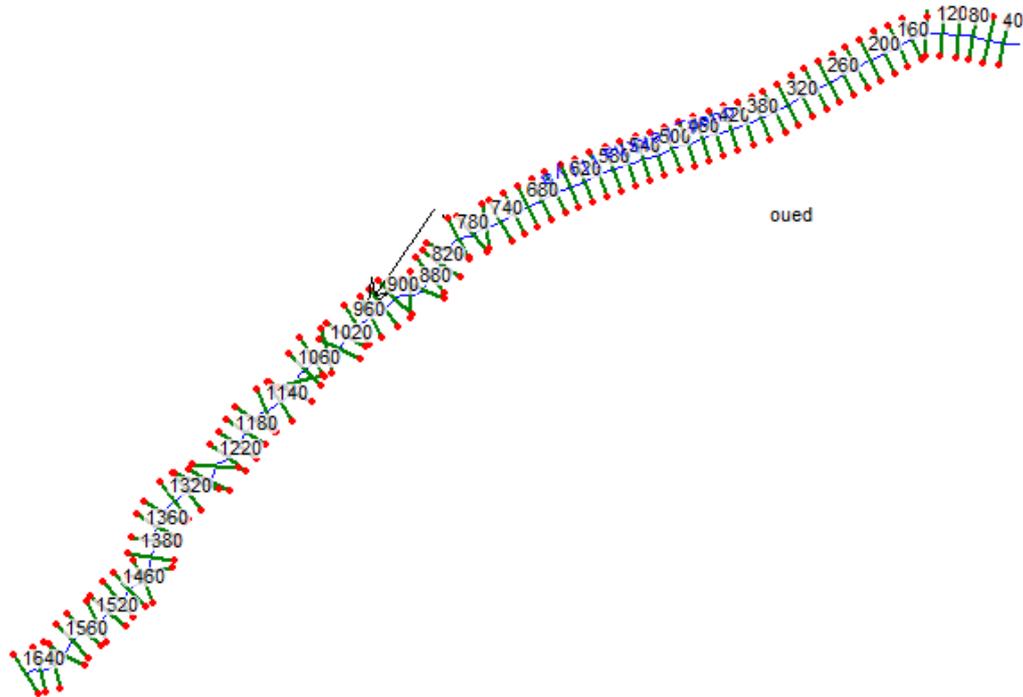
III.4.1 Modélisation de la rivière

La réalisation de la géométrie de l'oued, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement, elle correspond au maillage de la rivière.

Ce maillage a été réalisé à l'aide de logiciel AUTOCAD CIVIL 3D (version 2015), on s'appuie sur le modèle numérique de terrain (MNT) du notre zone d'étude extrait du levé topographique à l'aide de logiciel COVADIS (version 9.1).

Le travail consiste à définir l'axe de l'oued et les berges gauche et droite, et faire des coupes transversales équidistantes de 20 m le long de l'oued.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.



Source : HEC-RAS

Figure III. 12. Le tracé de l'oued avec ses différentes coupes

III.4.1.1 Choix de coefficient de frottement

A l'absence de l'expérimentation, on fixe la valeur du coefficient de Manning en se basant sur la littérature, en tenant compte la nature du lit, des berges et les matériaux qui les constituent.

Ces valeurs sont tirées à l'aide d'un tableau présenté comme un annexe N°5

Tableau III. 2: Les valeurs attribuées au coefficient de Manning

Chaabat Lakhalia		
Berge gauche	Lit mineur	Berge droite
Graviers-Graviers grosses	Gravier-Gravier grosse	Graviers-Graviers grosse
0.027	0.027	0.027

III.4.2 Modélisation de l'écoulement

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le **chapitre II**.

Pour les conditions aux limites, le modèle HEC-RAS prend en charge le calcul de la profondeur critique en amont et en aval dans le cas d'un régime mixte, alors il suffit de mentionner ces profondeurs dans la rubrique concernant les conditions aux limites.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

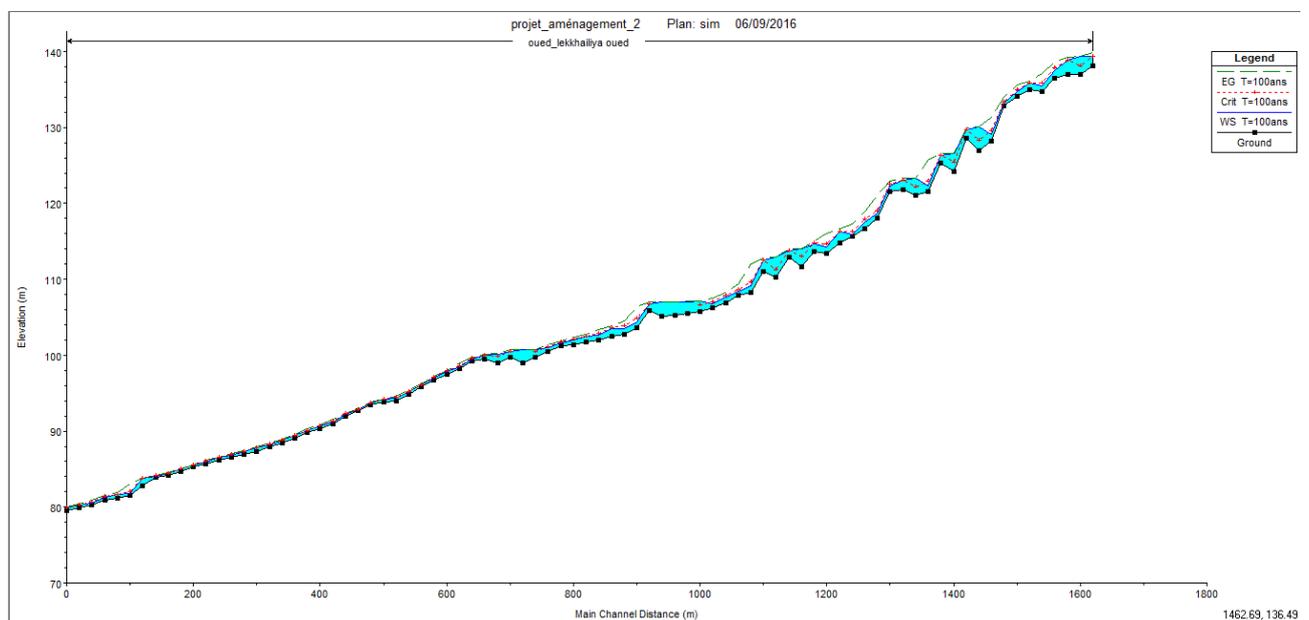
III.4.3 Mise en marche de la simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique de notre oued, On choisit le régime d'écoulement, supposé mixte pour notre cas, puis on lance la simulation.

III.4.4 Visualisation des résultats

Les résultats de simulation de l'oued sont donnés sous forme de graphes et tableaux exprimant la variation des différents paramètres hydrauliques (Vitesse, profondeur de la ligne d'eau, profondeur de la ligne d'énergie, section mouillée...) en fonction de la longueur du cours d'eau.

III.4.4.1 Résultats de simulation de chaabat LAKHALIA à son état naturel



Source : HEC-Ras

Figure III. 13. Profil en long de CHAABAT LAKHALIA à son état naturel

Commentaire

On remarque que l'aval de l'oued se déborde d'une manière plus importante par rapport à l'amont

Les résultats de simulation de l'oued à l'état naturel sont présentés dans l'annexe N° 06

III.4.4.2 Constatation

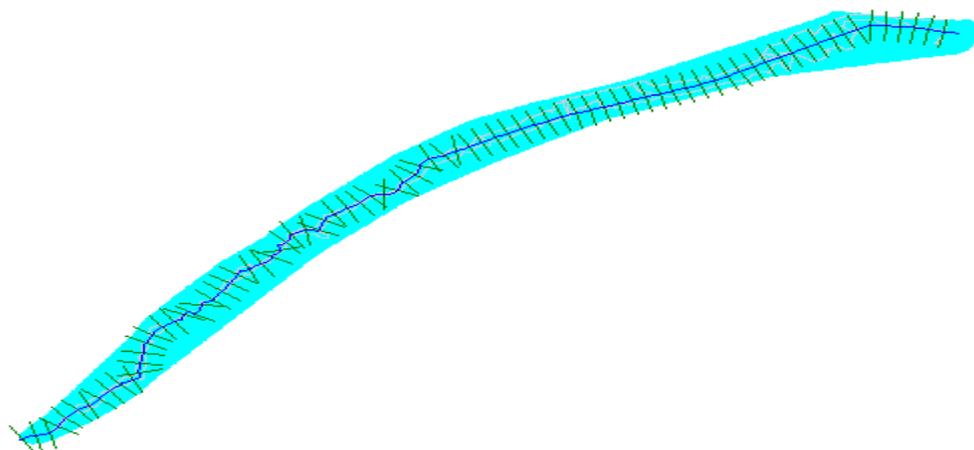
Après une petite lecture des résultats donnés par ce code de calcul, on remarque que la pente du radier est non uniforme et présente des fluctuations marquantes, même la vitesse varie d'un tronçon à un autre. Le nombre de Froude fluctue de 0.03 jusqu'à 3.43 ou on aura des tronçons caractérisés par un écoulement fluvial et des autres par un écoulement torrentiel.

Chapitre III : Analyse des conditions naturelles du fonctionnement de l'oued et mise en évidence des zones vulnérables.

Aussi on constate que, l'inondation sur les bords de chaâbat LAKHALIA est due à la vitesse élevée de l'écoulement, ce qui implique une stagnation d'eau en aval, rendant la section en aval incapable d'évacuer cette quantité importante qui provient de l'amont.

III.5 Délimitation des zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondations avec **HEC-RAS**, on vise à délimiter les plaines inondables. Pour ce faire, on a besoin de ramener la surface du sol existante de **CIVIL 3D** à **HEC-RAS Mapper** (un modèle de mappage inclut dans **HEC-RAS** version 4.1.0). Alors on va exporter le sol existant à partir de **CIVIL 3D** comme un fichier dont l'extension est **Geo.tif** et convertir ce **Geo.tif** à l'**HEC** le format natif **ESRI FLT RAS**. Cette conversion nécessitera le **SAGA GIS** (Voir annexe N°07). Une fois converti, le **DEM** de surface sera utilisé pour effectuer des délimitations des plaines inondables



Source : HEC-RAS

Figure III. 14. Aperçu sur notre zone inondable

D'après la figure ci-dessus, on remarque qu'on aura une inondation le long du notre chaabat. Les zones inondables au voisinage de chaâbat LAKHALIA sont présentées dans la planche N°1.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mieux comprendre et connaître la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis-à-vis des inondations et de localiser les différentes parties envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

Chapitre V

Etude des variantes

CHPITRE V : ETUDE DES VARIANTES

Introduction

Afin de réaliser un projet fiable avec un cout minimal, il est recommandé de proposer plusieurs variantes et mettre en œuvre la variante la plus convaincante en point de vue technique et économique, qui notre objectif.

V.1 Description des variantes

Dans cette étude nous proposons trois (03) variantes pour l'aménagement de la partie amont de chaabat LAKHALIA.

V.1.1 La première variante

Pour cette variante, nous proposons un canal de forme trapézoïdale en béton armé le long de la partie amont pour le calibrage du chaâbat LAKHALIA. Tandis que la partie aval a été aménagée par un collecteur circulaire.

V.1.2 La deuxième variante

Cette variante consiste en un canal trapézoïdal à ciel ouvert en gabion le long de la partie amont pour assurer l'évacuation vers les endroits préférentiels. Tandis que la partie aval a été aménagée par un collecteur circulaire.

V.1.3 La troisième variante

Pour cette variante, nous proposons un canal trapézoïdal en gabion pour la partie hors périmètre urbain et un canal trapézoïdal en béton armé pour le troisième tronçon dans le périmètre urbain.

V.2 Etude des variantes

Dans cette partie, on procède au dimensionnement de chaque variante, en déterminant leurs paramètres géométriques qui vont permettre au canal d'avoir la capacité nécessaire à l'évacuation de flux de la crue.

V.2.1 Etude de la première variante

Dans cette variante, l'aménagement se réalise par un canal de forme trapézoïdale en béton armé.

V.2.1.1 Choix de la formule de dimensionnement

Dans ce calcul on va opter pour la formule de « Manning –Strickler », dont la formulation suivante :^[16]

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S * I^{1/2} \quad \text{V.1}$$

Chapitre V : Etude des variantes

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement.

n : Rugosité du canal, égale à 0.014 pour un béton brute.

R_h : Rayon hydraulique, avec :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \text{V.2}$$

S : Section du canal, pour une forme trapézoïdale S_m vaut :

$$S_m = (b + m * h) * h \quad \text{V.3}$$

P_m : Périmètre mouillé, pour une forme trapézoïdale P_m se calcule ainsi :

$$P_m = b + 2 * h \sqrt{1 + m^2} \quad \text{V.4}$$

I : Pente du canal, représente la pente du radier après l'aménagement.

Les valeurs du chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 : Caractéristique des sous tronçons aménagées du CHAAABAT LAKHALIA

Caractéristiques	N° du tronçon Amont → aval	Longueur (m)	Pente du radier (%)
Hors périmètre urbain	Tronçon 1	115	6%
	Tronçon 2	230	5%
Périmètre urbain	Tronçon 3	514	3%

V.2.1.2 Méthodologie de calcul

On remplaçant dans la formule (V.1), les termes S, R_h par leurs relations, après un développement et une simplification on aura la formule suivante :

$$\frac{Q * n}{\sqrt{I}} = \frac{[(b + m * h) * h]^{5/3}}{[b + 2 * h \sqrt{1 + m^2}]^{2/3}} \quad \text{V.5}$$

On procède au calcul itératif à l'aide de l'Excel, dont on fixe $b=2m$, pris égale à la largeur moyenne de l'oued et on varie h jusqu'à l'obtention d'une égalité entre les termes de l'équation (V.5). On ajoutant à la valeur de h qui satisfera l'égalité, une marge de sécurité de 0.5m. la vérification du résultat sera avec un logiciel Hydraulic Tool Box (voir annexe N°11)

Chapitre V : Etude des variantes

Tableau V. 2: Calcul des caractéristiques géométriques de la première variante

tronçons	Q (m ³ /s)	n	I (m/m)	b(m)	m	h(m)	H(m)
1	8.3	0.014	6%	2	0.33	0.44	0.94
2	8.3	0.014	5%	2	0.33	0.467	0.96
3	8.3	0.014	3%	2	0.33	0.7	1.2

V.2.1.3 Avantages et inconvénients de la première variante

Les différents avantages et inconvénients de cette variante sont présentés dans la table suivante ^[17]

Tableau V. 3:Présentation des avantages et inconvénients de la première variante

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal des formes rectangulaires trapézoïdal successives	<ul style="list-style-type: none"> • le rendement hydraulique est efficace. • les résultats de calcul sont réalistes. • la durée de vie est importante. • les matériaux de constructions sont disponibles. • entretient très facile. • la forme étroite est adaptée à la ville. • la durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion. • assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. • très répandu dans la protection contre les inondations. • gagner de l'espace. • Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée. • Un aspect esthétique. 	<ul style="list-style-type: none"> • le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton. • risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). • Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles. • Risque d'affouillement entre les parois verticaux et le terrain naturel.

Chapitre V : Etude des variantes

V.2.2 Etude de la deuxième variante

Dans cette variante, on préconise un canal trapézoïdal en gabion.
La formule utilisée pour le calcul est celle de Manning –Strickler (V.5).

V.2.2.1 Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s de la formule de Manning-Strickler

Nous allons utiliser la formule de Manning pour déterminer le coefficient de rugosité n , tq : $K_s=1/n$. et pour le coefficient de grains K_s , nous utilisons la formule :

$$K_s=21/d_{50}^{1/6}$$

V.6

Tableau V. 4: Les dimensions et la vitesse admissible pour les gabions

Type	Thickness (m)	Filling stones (mm)		*critical velocity (m/s)	*limit velocity (m/s)
		Stone size	D50		
Reno Mattress	0.15-0.17	70-100	85	3.5	4.2
		70-150	110	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	85	3.6	5.5
		70-150	120	4.5	6.1
	0.30	70-120	100	4.2	5.5
		100-150	125	5.0	6.4
Gabion	0.50	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.4	8.0

D.B. Simms, Reno, 1983

Sachant que :

Critical velocity : vitesse critique m/s.

Limit velocity : vitesse admissible m/s.

D'après le tableau, on va utiliser les gabions de 100à200 mm de diamètre ($d_{50}=150\text{mm}$).

Donc on aura un coefficient de rugosité n de l'ordre 0.035, alors le $k_s=29\text{m}^{1/3}/\text{s}$.

En se basant sur le même principe on recalcule les différentes caractéristiques.

Tableau V. 5: Calcul des caractéristiques géométrique de la deuxième variante

Tronçons	Q (m ³ /s)	n	I (m/m)	b(m)	m	h(m)	H(m)
1	8.3	0.035	6%	2	0.577	0.712	1.122
2	8.3	0.035	5%	2	0.577	0.75	1.25
3	8.3	0.035	3%	2	0.577	0.865	1.365

V.2.2.2 Avantages et inconvénients de la deuxième variante

Les différents avantages et inconvénients de cette variante sont présentés dans le tableau (V.5).^[17]

Chapitre V : Etude des variantes

Tableau V. 6: Présentation des avantages et inconvénients pour la deuxième variante

Variante	Avantages	Inconvénients
Gabionnage	<ul style="list-style-type: none"> • utilisation de la matière locale (cout faible). • la mise en œuvre est facile. • bonne protection contre l'érosion. • le gabion est robuste, durable et modulable. • assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. • résiste à des crues importantes. • transport et stockage aisé, cout moins élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • faible stabilité surtout aux périodes des crues. • l'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. • modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. • l'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. • l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. • si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraine le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.

V.2.3 Etude de la troisième variante

Cette variante, nous proposons un canal trapézoïdal en gabion pour la partie hors périmètre urbain et un canal rectangulaire en béton armé pour le troisième tronçon dans le périmètre urbain.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7: Calcul de la caractéristique géométrique de la deuxième variante

Tronçons	Q (m ³ /s)	n	I (m/m)	b(m)	m	h(m)	H(m)
1	8.3	0.035	6%	2	0.577	0.712	1.122
2	8.3	0.035	5%	2	0.577	0.75	1.25
3	8.3	0.014	3%	2	0.577	0.704	1.204

V.3 Calcul hydraulique des paramètres de l'écoulement

Après la détermination des paramètres géométrique de chaque variante, on procède au calcul du paramètres hydrauliques, en utilisant un code de calcul HEC-RAS (version 4.1.0).

Chapitre V : Etude des variantes

Les résultats de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal, nous permet de connaître le régime d'écoulement, la vitesse en chaque section ainsi la nouvelle capacité de l'oued aménagé et sa réponse vis-à-vis de la crue de projet.

V.3.1 Résultat de la première variante

Les résultats de la simulation sont présentés dans l'annexe N°08.

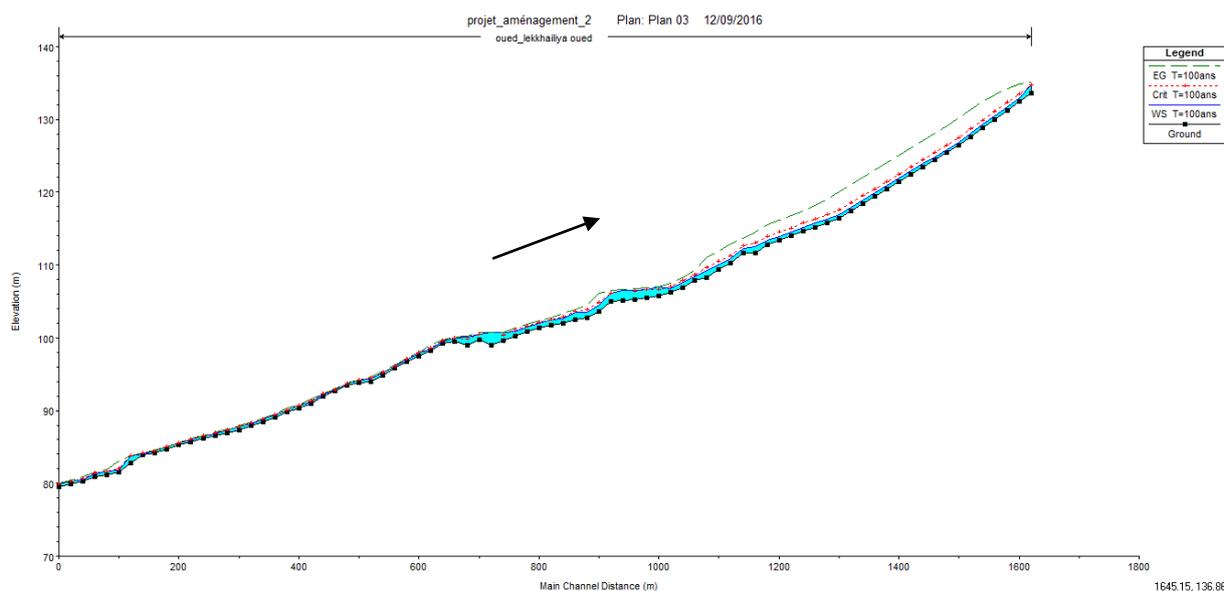


Figure V. 1. Profil en long de la première variante

Constatation

Sachant que le tronçon aval sera aménagé avec un collecteur de 1200mm pour les deux premiers tronçons et avec un collecteur de 1500mm pour le dernier, on constate que le régime torrentiel domine le long du canal où on a eu une variation du nombre de Froude entre [1-3].

Les vitesses d'écoulement varient entre 1 à 9 m/s le long du notre canal trapézoïdal. Sachant que la vitesse admissible de l'érosion des parois dans canal pareil est 14 à 20 m/s. donc ces valeurs sont acceptables.

Les hauteurs d'eau dans le canal varient entre 0.5 à 1.1 m, nous confirme qu'on n'a pas un débordement le long du canal si on les compare avec les hauteurs de chaque tronçon.

V.3.2 Résultat de la deuxième variante

Les résultats de la simulation sont présentés dans l'annexe N°09.

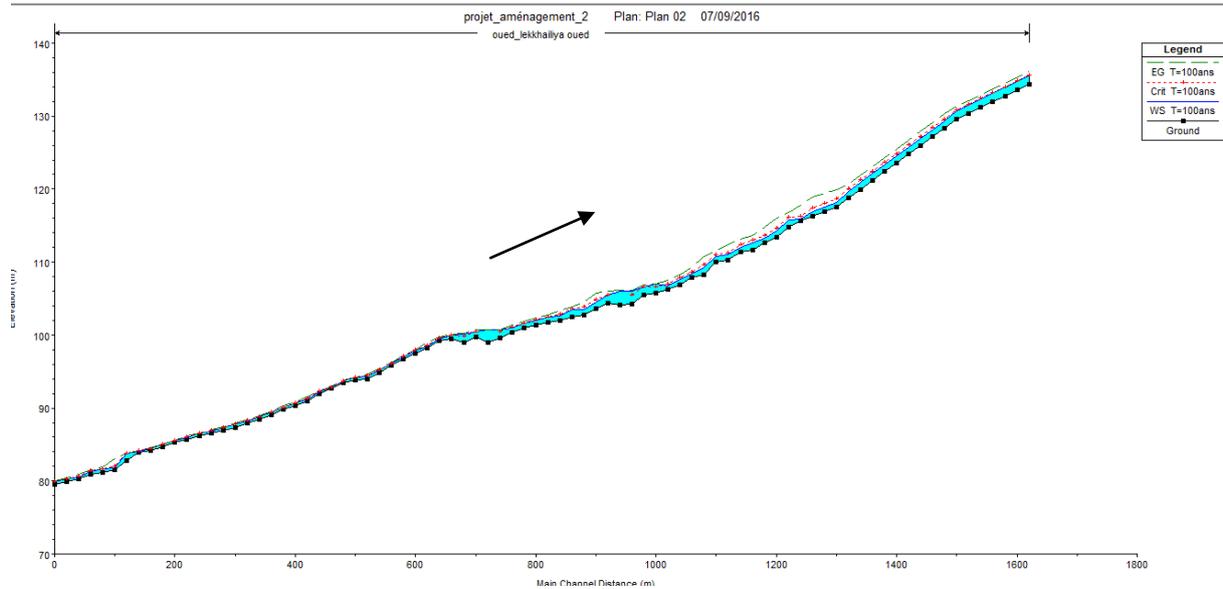


Figure V. 2. Profil en long de la deuxième variante

Constatation

Sachant que le tronçon aval sera aménagé avec un collecteur de 1200mm pour les deux premiers tronçons et avec un collecteur de 1500mm pour le dernier, on constate que le nombre de froude varie entre [0.5-1.84] donc on a une variation dans le régime dominant dans ce canal.

Les vitesses d'écoulement varient entre 1 à 4 m/s le long du notre canal. Sachant que la vitesse admissible de l'érosion des parois dans canal pareil est 4 à 6 m/s. donc ces valeurs sont acceptables.

Les hauteurs d'eau dans le canal varient entre 1 à 1.73 m, si en comparant ces résultats avec les hauteurs du canal, on remarque que la capacité du canal est suffisante pour évacuer le flux de la crue.

V.3.3 Résultat de la troisième variante

Les résultats de la simulation sont présentés dans l'annexe N°10.

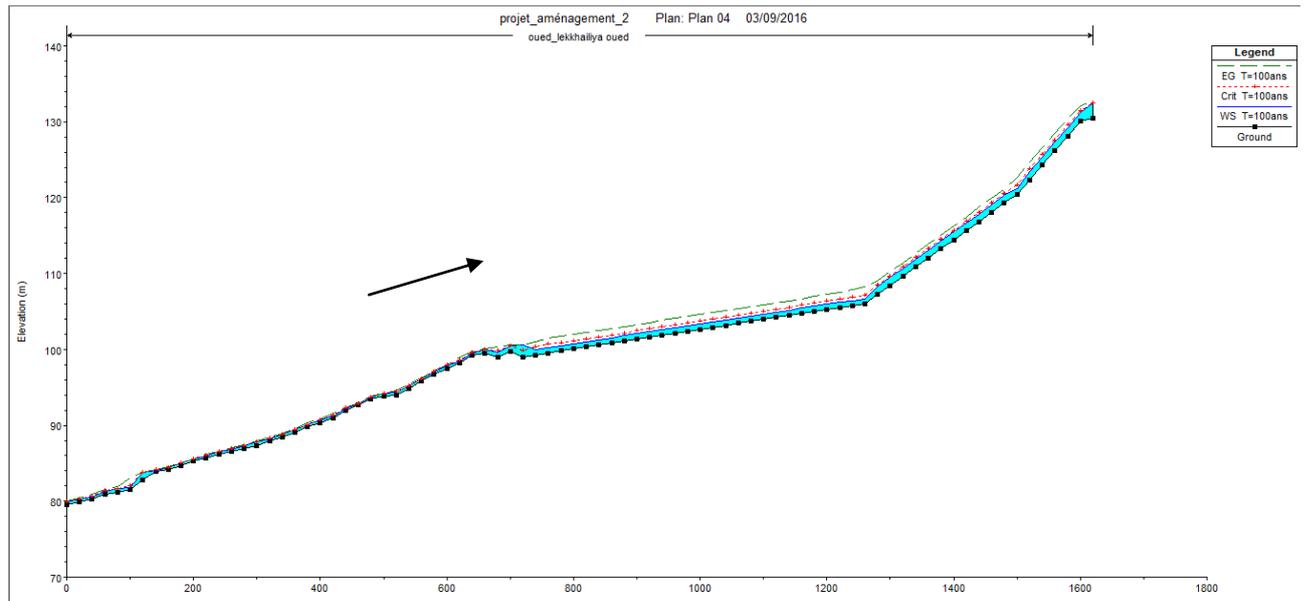


Figure V. 3. Profil en long de la troisième variante

Constatation

Sachant que le tronçon aval sera aménagé avec un collecteur de 1200mm pour les deux premiers tronçons et avec un collecteur de 1500mm pour le dernier tronçon, on constate que le régime torrentiel domine le long du canal avec une variation entre [1.36-2.09].

Les vitesses d'écoulement varient entre 3 à 4 m/s pour le tronçon aménagé en gabion, alors que le tronçon aménagé avec un canal en béton armé de forme trapézoïdale est caractérisé par une vitesse de 1.5 à 6 m/s.

Les hauteurs d'eau dans le canal varient entre 0.7 à 1.1 m pour les deux premiers tronçons et une variation de 0.7 à 0.7 m pour le troisième tronçon en amont, si en comparant ces résultats avec les hauteurs des canaux projetés, on remarque que la capacité de ces canaux est suffisante pour évacuer le flux de la crue.

Chapitre V : Etude des variantes

V.4 Estimation du cout des variantes

Dans cette partie on procède à l'évaluation du cout de chaque variante, à partir des résultats des quantités de déblais et de remblais données par le simulateur HEC-RAS.

Une appréciation du devis de notre projet nécessite une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque variante.

Pour ce faire nous nous sommes basé sur les pris unitaires actualisés recueillis auprès du bureau d'études **HDC**.

Pour les différentes quantités des matériaux à utiliser pour chaque variante, on va la multiplier par leur prix unitaire tiré de cahier de charge concernant les travaux hydrauliques, afin de justifier notre choix en point de vue technico-économique.

Sachant qu'on a proposé un collecteur circulaire le long de la partie avale juste avant le point de rejet pour les trois variantes.

V.4.1 La première variante

Cette variante consiste un canal de forme trapézoïdale en béton armé le long de la partie amont, les résultats d'estimation du cout pour la première variante :

Tableau V. 8: Estimation de la quantité des travaux de génie civil pour la première variante

Tronçons	N° de profils	Nature	Dimensionnement du canal			Volume (m ³)			
			B(m)	L(m)	H(m)	Béton	Cumul	B. de propreté	Cumul
I	1640-1520	béton armé	2	115	0.882	75.072	75.072	23	23
II	1520-1280		2	230	0.941	155.572	230.644	46	69
III	1280-760		2	514	1.2	400.92	631.564	102.8	171.8
Total				859		631.564		171.8	

Chapitre V : Etude des variantes

Tableau V. 9: Cout de la première variante

Désignation	Travaux d'aménagements	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement et génie civil	Déblais	m ³	3679	300.00	1103700
	Remblais	m ³	13067	200.00	2613400
	Béton Armé	m ³	631.564	38000.00	23999432
	Béton de propreté	m ³	171.8	8000.00	1374400
	Montant total (DA)				

V.4.2 La deuxième variante

Cette variante consiste un canal de forme trapézoïdale en gabion le long de la partie amont, les résultats d'estimation du cout pour la première variante :

Tableau V. 10: Estimation de la quantité des travaux de génie civil pour la deuxième variante

Tronçons	N° de profils	Nature	Dimensionnement du canal			Volume (m ³)	
			B(m)	L(m)	H(m)	gabion	Cumul
I	1640-1520	Gabion	2	115	2	230	230
II	1520-1280		2	230	2	460	690
III	1280-760		2	514	2	1028	1718
Total				859		1718	

Tableau V. 11: Cout de la deuxième variante

Désignation	Travaux d'aménagements	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement et génie civil	Déblais	m ³	3554	300.00	1066200
	Remblais	m ³	12551	200.00	2510200
	Gabion	m ³	1718	8000.00	13744000
	Montant total (DA)				

Chapitre V : Etude des variantes

V.4.1 la troisième variante

Pour cette variante, nous proposons un canal trapézoïdal en gabion pour la partie hors périmètre urbain et un canal trapézoïdal en béton armé pour le troisième tronçon dans le périmètre urbain.

Tableau V. 12: Estimation de la quantité des travaux de génie civil pour la troisième variante

Tronçons	N° de profils	Nature	Dimensionnement du canal			Volume (m ³)			
			B(m)	L(m)	H(m)	Béton	B. de propreté	gabion	Cumul
I	1640-1520	Gabion	2	115	2	-	-	230	230
II	1520-1280		2	230	2	-	-	460	690
III	1280-760	Béton armé	2	514	1.2	400.92	102.8	-	-
Total				859					

Tableau V. 13: Cout de la troisième variante

Désignation	Travaux d'aménagements	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement et génie civil	Déblais	m ³	21415	300.00	6424500
	Remblais	m ³	0	200.00	0
	Gabion	m ³	690	8000.00	05520000
	Béton Armé	m ³	400.92	38000.00	15234960
	Béton de propreté	m ³	102.8	8000.00	822400
	Montant total (DA)				

V.5 Choix de la variante

Après avoir cité les différents avantages et inconvénients pour chaque variante, on va choisir la variante adéquate pour notre projet en se basant sur les conditions technico-économiques

Chapitre V : Etude des variantes

Selon les conditions techniques :

Un canal en béton donne un bon rendement hydraulique, durée de vie importante ainsi que une vitesse d'écoulement conséquente, rapidité de réalisation et un gain d'espace.

Un canal en gabion donne une bonne protection contre les érosions, assure un drainage naturel ainsi que la disponibilité de la matière utilisée

Un canal mixte ou on va utiliser les deux variantes précédentes pour les trois tronçons.

L'aménagement de ce cours d'eau se fait avec un canal mixte, ce choix est justifié par la topographie et la morphologie de l'oued ou on a une grande pente pour le premier tronçon ainsi que l'insuffisance d'espace pour le troisième tronçon d'une part, et la disponibilité des matières utilisée d'autre part.

Selon le plan financier :

Le tableau ci-dessous récapitule les coûts financiers des trois variantes proposées pour l'évacuation des eaux de la crue.

Tableau V. 14: Cout des variantes

N° de la variante	Type	Coût (DA)
1	Canal en béton armé	29 090 932
2	Canal en gabion	17 320 400
3	Canal mixte	28 001 860

La deuxième variante est la plus adéquate du point de vue économique mais présente une contrainte technique relative au manque d'espace au niveau du troisième tronçon.

C'est pour cette raison là qu'on va choisir la troisième variante « **un canal mixte** » avec un montant de **28 001 860 DA**.

Conclusion

L'étude technico-économique nous a permis de choisir la meilleure variante, afin de protéger les localités de notre ville contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue vers l'exutoire, avec la préservation des conditions naturelles et sociologiques de la zone d'étude.

Conclusion générale

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques. En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit protection de la ville, sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et, somme toute paisible vie pour l'homme.

Ces pour ces multiples raisons on est censé de mettre un plan de travail bien détaillé. Tous d'abords, on a fait une analyse des données topographiques, hydrologique et géologique etc... et faire une localisation des zones critiques de la ville.

Par la suite on a élaboré un diagnostic d'état de lieux et fait un choix judicieux des variantes avec une projection d'un canal (variante mixte) termine par un collecteur assure l'évacuation du débit.

En fin, nous sommes parvenus à élaborer le plan de réalisation du projet en premier lieu et proposé une organisation de chantier propre à notre projet.

Afin d'assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, nous espérons que les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en considération.

Annexes

Annexe N°1 : Extrait de la carte d'état major ES-SEBT (W.SKIKDA).

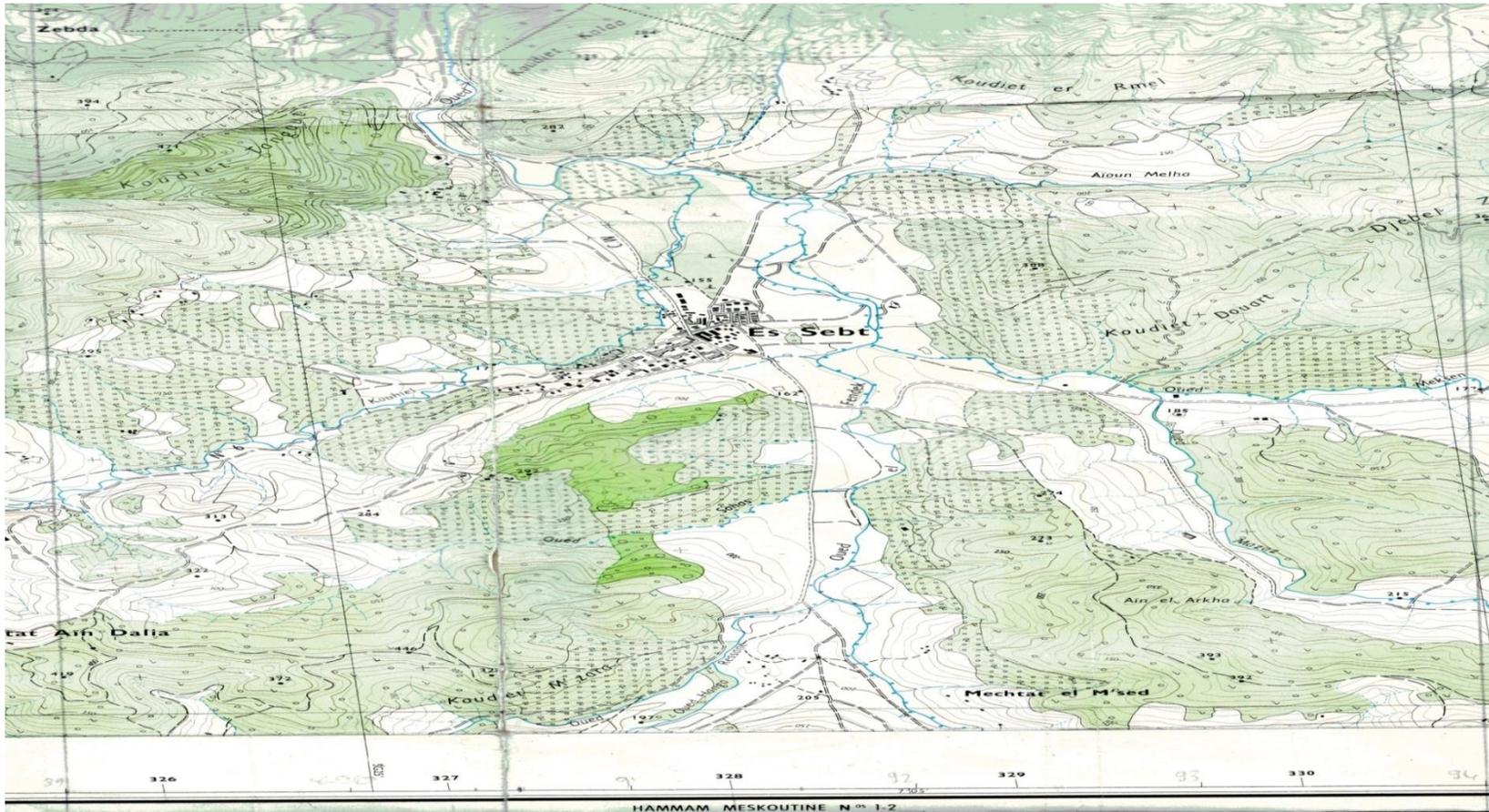


Figure 1 : extrait du carte d'état major ES-SEBT

SOURCE : BET (HDC)

Annexes

Annexes

ANNEXE N°06 : Résultats de simulation de **chaabat Lakhalia** à son état naturel.

profile	QTotal (m3/s)	cote du fond (m)	Elévation eaux (m)	cote critique (m)	cote energie (m)	pente (m/ml)	vitesse (m/s)	S mouilles (m2)	L mouille (m)	nbre de Froude
20	8.3	79.59	79.89	79.94	80.05	0.037606	1.76	4.73	38.96	1.61
40	8.3	79.93	80.31	80.31	80.43	0.011666	1.57	5.3	21.63	1.01
60	8.3	80.33	80.59	80.7	80.93	0.053833	2.57	3.22	19.66	2.03
80	8.3	80.85	81.33	81.36	81.5	0.016655	1.84	4.51	18.83	1.2
100	8.3	81.17	81.66	81.7	81.86	0.018695	2	4.15	16.61	1.28
120	8.3	81.49	81.83	82.06	83.02	0.187562	4.86	1.71	10.27	3.8
140	8.3	82.8	83.75	83.75	83.84	0.014569	1.36	6.1	35.36	1.05
160	8.3	83.93	84.11	84.14	84.23	0.037273	1.51	5.49	56.34	1.55
180	8.3	84.15	84.44	84.46	84.54	0.021429	1.36	6.11	48.71	1.22
200	8.3	84.65	85	85.03	85.11	0.039782	1.5	5.52	60	1.58
220	8.3	85.3	85.53	85.53	85.6	0.015932	1.14	7.26	60	1.05
240	8.3	85.63	85.92	86	86.13	0.04238	2.01	4.13	30.43	1.74
260	8.3	86.18	86.54	86.54	86.6	0.014462	1.14	7.3	56.61	1.01
280	8.3	86.52	86.84	86.89	87	0.025106	1.76	4.71	28.52	1.39
300	8.3	86.96	87.31	87.36	87.49	0.022794	1.86	4.46	23.19	1.36
320	8.3	87.34	87.79	87.81	87.92	0.020743	1.66	5.01	28.89	1.27
340	8.3	87.9	88.21	88.27	88.42	0.027937	2.05	4.05	21.24	1.5
360	8.3	88.41	88.76	88.84	89	0.028959	2.17	3.83	18.93	1.54
380	8.3	89.03	89.38	89.46	89.62	0.032807	2.15	3.86	21.18	1.61
400	8.3	89.77	90.06	90.12	90.27	0.032048	2.04	4.07	23.83	1.58

Annexes

Suite :

profile	Qtotal	cote du fond	Élévation eaux	cote critique	cte energie	pente	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
420	8.3	90.31	90.64	90.67	90.79	0.020818	1.69	4.9	27.5	1.28
440	8.3	90.95	91.22	91.32	91.57	0.078135	2.65	3.13	24.19	2.35
460	8.3	92	92.26	92.29	92.39	0.023653	1.56	5.33	36.98	1.31
480	8.3	92.65	92.84	92.89	93.01	0.041524	1.85	4.49	37.04	1.69
500	8.3	93.45	93.65	93.7	93.81	0.038061	1.79	4.64	37.62	1.62
520	8.3	93.84	94.15	94.15	94.24	0.013322	1.33	6.24	35.69	1.02
540	8.3	93.96	94.33	94.43	94.62	0.037505	2.4	3.46	17.87	1.74
560	8.3	94.84	95.2	95.27	95.43	0.042622	2.12	3.92	26.62	1.76
580	8.3	95.86	96.06	96.12	96.25	0.039646	1.92	4.32	32.53	1.68
600	8.3	96.71	96.99	97.07	97.28	0.064179	2.39	3.48	27.1	2.13
620	8.3	97.53	97.88	97.92	98.04	0.024339	1.77	4.69	27.67	1.37
640	8.3	98.25	98.49	98.61	98.92	0.077636	2.91	2.85	18.99	2.4
660	8.3	99.2	99.51	99.58	99.73	0.023706	2.06	4.02	18.49	1.41
680	8.3	99.49	99.93	99.93	100.06	0.011549	1.6	5.2	20.49	1.01
700	8.3	99	100.12	99.84	100.18	0.003117	1.05	7.91	21.64	0.55
720	8.3	99.72	100.5	100.5	100.69	0.010098	1.94	4.29	11.25	1
740	8.3	99.02	100.71		100.72	0.000231	0.53	15.76	16.93	0.17
760	8.3	99.76	100.67	100.49	100.76	0.002941	1.27	6.56	12.87	0.57

Annexes

Suite :

profile	Qtotale	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cte energie	pente	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
780	8.3	100.46	101.02	101.14	101.41	0.033302	2.78	2.99	11.18	1.72
800	8.3	101.2	101.66	101.71	101.9	0.017652	2.18	3.81	12.8	1.28
820	8.3	101.42	102.01	102.1	102.34	0.02469	2.54	3.26	11.13	1.5
840	8.3	101.74	102.45	102.53	102.76	0.018225	2.48	3.34	9.38	1.33
860	8.3	101.97	102.66	102.9	103.42	0.041777	3.88	2.14	5.65	2.01
880	8.3	102.47	103.54	103.59	103.88	0.01213	2.58	3.22	6.03	1.13
900	8.3	102.77	103.52	103.82	104.53	0.057568	4.47	1.86	4.97	2.33
920	8.3	103.64	104.42	104.88	106.36	0.110588	6.17	1.35	3.45	3.15
940	8.3	105.88	106.71	106.71	106.98	0.009447	2.31	3.59	6.69	1.01
960	8.3	105.09	107		107.04	0.000782	0.95	8.72	9.13	0.31
980	8.3	105.28	107.01		107.07	0.00116	1.09	7.62	8.85	0.37
1000	8.3	105.49	107.01		107.11	0.002227	1.4	5.91	7.6	0.51
1020	8.3	105.8	107.09	106.62	107.15	0.001309	1.08	7.69	10.1	0.39
1040	8.3	106.25	106.79	107.03	107.55	0.036485	3.87	2.14	5.01	1.89
1060	8.3	106.83	107.62	107.84	108.28	0.035234	3.6	2.3	5.94	1.85
1080	8.3	107.85	108.36	108.63	109.35	0.070697	4.42	1.88	6.08	2.53
1100	8.3	108.31	109.13	109.69	112.04	0.174658	7.57	1.1	2.75	3.82
1120	8.3	111.04	112.51	112.51	112.84	0.010214	2.52	3.29	5.09	1
1140	8.3	110.24	112.87	111.33	112.88	0.000084	0.4	20.92	15.62	0.11

Annexes

Suite :

profile	Qtotale	cote du fond	Élévation eaux	cote critique	cte energie	pente	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
1160	8.3	112.85	113.8	113.8	114.04	0.009801	2.18	3.81	8.1	1.01
1180	8.3	111.71	114.05	112.99	114.08	0.000392	0.76	10.9	9.13	0.22
1200	8.3	113.66	114.7	114.75	115.03	0.012717	2.56	3.24	6.39	1.15
1220	8.3	113.41	114.24	114.67	116.01	0.095362	5.9	1.41	3.42	2.94
1240	8.3	114.84	116.26	116.26	116.61	0.010142	2.64	3.15	4.45	1
1260	8.3	115.61	115.97	116.28	117.26	0.11071	5.02	1.65	6.25	3.12
1280	8.3	116.7	117.61	117.98	118.87	0.061084	4.98	1.67	3.74	2.38
1300	8.3	118.03	118.62	119.11	121.05	0.152865	6.92	1.2	3.39	3.71
1320	8.3	121.62	122.33	122.51	122.91	0.052573	3.37	2.46	9.66	2.13
1340	8.3	121.82	123.01	123.01	123.32	0.00969	2.45	3.39	5.7	1.01
1360	8.3	121.11	123.34	122.22	123.36	0.000219	0.58	14.2	12.06	0.17
1380	8.3	121.56	122.3	122.88	125.73	0.221384	8.21	1.01	2.75	4.33
1400	8.3	125.38	126.34	126.34	126.58	0.009638	2.17	3.83	8.04	1
1420	8.3	124.19	126.6	125.41	126.62	0.000264	0.64	12.95	10.75	0.19
1440	8.3	128.61	129.75	129.75	130.03	0.009498	2.35	3.54	6.34	1
1460	8.3	126.96	130.05	128.28	130.06	0.000104	0.46	17.87	11.56	0.12
1480	8.3	128.27	129.06	129.56	131.37	0.135377	6.74	1.23	3.13	3.43
1500	8.3	132.91	133.24	133.41	133.92	0.106327	3.68	2.26	13.32	2.85
1520	8.3	134.05	134.75	135	135.62	0.065124	4.12	2.01	6.68	2.4
1540	8.3	135	135.88	135.92	136.16	0.012424	2.34	3.55	8.11	1.13
1560	8.3	134.79	135.45	135.84	137.14	0.113505	5.74	1.44	4.37	3.19
1580	8.3	136.47	137.47	137.84	138.67	0.052339	4.84	1.71	3.41	2.18
1600	8.3	136.95	138.81	138.81	139.29	0.016775	3.06	2.71	2.91	1.01

Annexes

1620	8.3	137.02	139.27	138.8	139.5	0.006003	2.15	3.86	2.92	0.6
1640	8.3	138.62	139.45	139.45	139.92	0.01643	3.06	2.71	2.87	1.01

ANNEXE N°08 : Résultats de simulation de **chaabat Lakhalia** après aménagement variante 01.

profile	Qtotale	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cote energie	penne	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
20	8.3	79.59	79.89	79.94	80.05	0.037606	1.76	4.73	38.96	1.61
40	8.3	79.93	80.31	80.31	80.43	0.011666	1.57	5.3	21.63	1.01
60	8.3	80.33	80.59	80.7	80.93	0.053833	2.57	3.22	19.66	2.03
80	8.3	80.85	81.33	81.36	81.5	0.016655	1.84	4.51	18.83	1.2
100	8.3	81.17	81.66	81.7	81.86	0.018695	2	4.15	16.61	1.28
120	8.3	81.49	81.83	82.06	83.02	0.187562	4.86	1.71	10.27	3.8
140	8.3	82.8	83.75	83.75	83.84	0.014569	1.36	6.1	35.36	1.05
160	8.3	83.93	84.11	84.14	84.23	0.037273	1.51	5.49	56.34	1.55
180	8.3	84.15	84.44	84.46	84.54	0.021429	1.36	6.11	48.71	1.22
200	8.3	84.65	85	85.03	85.11	0.039782	1.5	5.52	60	1.58
220	8.3	85.3	85.53	85.53	85.6	0.015932	1.14	7.26	60	1.05
240	8.3	85.63	85.92	86	86.13	0.04238	2.01	4.13	30.43	1.74
260	8.3	86.18	86.54	86.54	86.6	0.014462	1.14	7.3	56.61	1.01
280	8.3	86.52	86.84	86.89	87	0.025106	1.76	4.71	28.52	1.39
300	8.3	86.96	87.31	87.36	87.49	0.022794	1.86	4.46	23.19	1.36
320	8.3	87.34	87.79	87.81	87.92	0.020743	1.66	5.01	28.89	1.27
340	8.3	87.9	88.21	88.27	88.42	0.027937	2.05	4.05	21.24	1.5
360	8.3	88.41	88.76	88.84	89	0.028959	2.17	3.83	18.93	1.54
380	8.3	89.03	89.38	89.46	89.62	0.032807	2.15	3.86	21.18	1.61
400	8.3	89.77	90.06	90.12	90.27	0.032048	2.04	4.07	23.83	1.58

Annexes

Annexes

Suite :

profile	Qtotal	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cote energie	penne	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
420	8.3	90.31	90.64	90.67	90.79	0.020818	1.69	4.9	27.5	1.28
440	8.3	90.95	91.22	91.32	91.57	0.078135	2.65	3.13	24.19	2.35
460	8.3	92	92.26	92.29	92.39	0.023653	1.56	5.33	36.98	1.31
480	8.3	92.65	92.84	92.89	93.01	0.041524	1.85	4.49	37.04	1.69
500	8.3	93.45	93.65	93.7	93.81	0.038061	1.79	4.64	37.62	1.62
520	8.3	93.84	94.15	94.15	94.24	0.013322	1.33	6.24	35.69	1.02
540	8.3	93.96	94.33	94.43	94.62	0.037505	2.4	3.46	17.87	1.74
560	8.3	94.84	95.2	95.27	95.43	0.042622	2.12	3.92	26.62	1.76
580	8.3	95.86	96.06	96.12	96.25	0.039646	1.92	4.32	32.53	1.68
600	8.3	96.71	96.99	97.07	97.28	0.064179	2.39	3.48	27.1	2.13
620	8.3	97.53	97.88	97.92	98.04	0.024339	1.77	4.69	27.67	1.37
640	8.3	98.25	98.49	98.61	98.92	0.077636	2.91	2.85	18.99	2.4
660	8.3	99.2	99.51	99.58	99.73	0.023706	2.06	4.02	18.49	1.41
680	8.3	99.49	99.93	99.93	100.06	0.011549	1.6	5.2	20.49	1.01
700	8.3	99	100.12	99.84	100.18	0.003117	1.05	7.91	21.64	0.55
720	8.3	99.72	100.5	100.5	100.69	0.010098	1.94	4.29	11.25	1
740	8.3	99.02	100.71		100.72	0.000193	0.52	16.05	16.92	0.17
760	8.3	99.62	100.68	100.41	100.75	0.001706	1.13	7.35	12.91	0.48
780	8.3	100.22	100.91	101.06	101.35	0.024548	2.94	2.82	9.19	1.7
800	8.3	100.82	101.52	101.61	101.85	0.023725	2.53	3.28	12.5	1.58
820	8.3	101.42	101.95	102.07	102.34	0.024052	2.77	2.99	10.24	1.64
840	8.3	101.74	102.44	102.53	102.76	0.018198	2.52	3.3	9.29	1.35
860	8.3	101.97	102.66	102.9	103.43	0.042031	3.89	2.14	5.65	2.02

Annexes

880	8.3	102.47	103.54	103.59	103.88	0.011897	2.56	3.24	6.06	1.12
-----	-----	--------	--------	--------	--------	----------	------	------	------	------

Suite :

profile	Qtotal	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cote energie	penne	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
900	8.3	102.77	103.52	103.82	104.52	0.056286	4.43	1.87	4.99	2.31
920	8.3	103.64	104.45	104.88	106.17	0.094455	5.82	1.43	3.55	2.93
940	8.3	105.02	106.13	106.13	106.53	0.004118	2.79	2.97	3.77	1
960	8.3	105.09	106.48		106.62	0.002737	1.66	5	6.65	0.61
980	8.3	105.28	106.49	106.44	106.74	0.007652	2.24	3.71	6.17	0.92
1000	8.3	105.49	106.63	106.63	106.93	0.009414	2.44	3.4	5.62	1
1020	8.3	105.8	106.95	106.62	107.04	0.002214	1.31	6.32	9.19	0.51
1040	8.3	106.25	106.79	107.03	107.55	0.036509	3.87	2.14	5.01	1.89
1060	8.3	106.83	107.62	107.84	108.29	0.035673	3.62	2.29	5.93	1.86
1080	8.3	107.85	108.37	108.63	109.3	0.063606	4.26	1.95	6.13	2.41
1100	8.3	108.31	109.18	109.69	111.4	0.122013	6.6	1.26	2.96	3.23
1120	8.3	110.42	111.25	111.49	112.03	0.010134	3.91	2.12	3.34	1.57
1140	8.3	110.24	110.92	111.33	112.9	0.148749	6.24	1.33	4.35	3.6
1160	8.3	111.62	112.29	112.69	113.67	0.01546	5.21	1.59	2.77	2.19
1180	8.3	111.71	112.52	112.99	114.49	0.101832	6.21	1.34	3.27	3.1
1200	8.3	112.82	113.36	113.91	115.57	0.030099	6.58	1.26	2.63	3.03
1220	8.3	113.41	113.95	114.5	116.27	0.036687	6.74	1.23	2.7	2.19
1240	8.3	114.02	114.53	115.09	117.08	0.036957	7.07	1.17	2.59	2.35
1260	8.3	114.62	115.1	115.79	117.99	0.044292	7.52	1.1	2.56	2.66
1280	8.3	115.22	115.66	116.29	119.21	0.06007	8.35	0.99	2.51	2.23
1300	8.3	116.42	116.86	117.49	120.41	0.060124	8.35	0.99	2.51	2.24

Annexes

1320	8.3	117.62	118.06	118.68	121.61	0.060124	8.35	0.99	2.51	2.24
1340	8.3	118.82	119.26	119.88	122.81	0.060123	8.35	0.99	2.51	2.24
1360	8.3	120.02	120.46	121.09	124.01	0.060124	8.35	0.99	2.51	2.24

Suite :

profile	Qtotal	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cote energie	pente	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
1380	8.3	121.22	121.66	122.29	125.21	0.060123	8.35	0.99	2.51	2.24
1400	8.3	122.42	122.86	123.48	126.42	0.060206	8.36	0.99	2.51	2.24
1420	8.3	123.62	124.06	124.68	127.62	0.060306	8.36	0.99	2.51	2.24
1440	8.3	124.82	125.26	125.89	128.84	0.060723	8.38	0.99	2.51	2.26
1460	8.3	126.02	126.46	127.08	130.07	0.061658	8.42	0.99	2.5	2.29
1480	8.3	127.22	127.65	128.28	131.36	0.063853	8.53	0.97	2.5	2.36
1500	8.3	128.42	128.84	129.49	132.74	0.068809	8.74	0.95	2.49	2.52
1520	8.3	129.62	130.02	130.69	134.36	0.080455	9.22	0.9	2.47	2.87
1540	8.3	131.54	131.96	132.61	135.89	0.069698	8.78	0.94	2.49	2.55
1560	8.3	133.46	133.92	134.52	137.17	0.052692	7.98	1.04	2.53	3.98
1580	8.3	135.38	135.94	136.44	138.03	0.027854	6.41	1.3	2.64	2.92
1600	8.3	136.95	138.15	138.15	138.48	0.008311	2.56	3.24	4.85	1
1620	8.3	138.49	138.51		138.52	0.000045	0.31	26.4	9.48	0.06
1640	8.3	138.1	138.52	133	138.52	0.000017	0.24	34.92	7.58	0.04

Annexes

ANNEXE N°09 : Résultats de simulation de **chaabat Lakhalia** après aménagement variante 02.

profile	Qtotal (m3/s)	cote du fond (m)	Elévation eaux (m)	cote critique (m)	cote energie (m)	penne (m/ml)	vitesse (m/s)	S mouille (m2)	L mouille (m)	nbre de Froude
20	8.3	79.59	79.89	79.94	80.05	0.037606	1.76	4.73	38.96	1.61
40	8.3	79.93	80.31	80.31	80.43	0.011666	1.57	5.3	21.63	1.01
60	8.3	80.33	80.59	80.7	80.93	0.053833	2.57	3.22	19.66	2.03
80	8.3	80.85	81.33	81.36	81.5	0.016655	1.84	4.51	18.83	1.2
100	8.3	81.17	81.66	81.7	81.86	0.018695	2	4.15	16.61	1.28
120	8.3	81.49	81.83	82.06	83.02	0.187562	4.86	1.71	10.27	3.8
140	8.3	82.8	83.75	83.75	83.84	0.014569	1.36	6.1	35.36	1.05
160	8.3	83.93	84.11	84.14	84.23	0.037273	1.51	5.49	56.34	1.55
180	8.3	84.15	84.44	84.46	84.54	0.021429	1.36	6.11	48.71	1.22
200	8.3	84.65	85	85.03	85.11	0.039782	1.5	5.52	60	1.58
220	8.3	85.3	85.53	85.53	85.6	0.015932	1.14	7.26	60	1.05
240	8.3	85.63	85.92	86	86.13	0.04238	2.01	4.13	30.43	1.74
260	8.3	86.18	86.54	86.54	86.6	0.014462	1.14	7.3	56.61	1.01
280	8.3	86.52	86.84	86.89	87	0.025106	1.76	4.71	28.52	1.39
300	8.3	86.96	87.31	87.36	87.49	0.022794	1.86	4.46	23.19	1.36
320	8.3	87.34	87.79	87.81	87.92	0.020743	1.66	5.01	28.89	1.27
340	8.3	87.9	88.21	88.27	88.42	0.027937	2.05	4.05	21.24	1.5
360	8.3	88.41	88.76	88.84	89	0.028959	2.17	3.83	18.93	1.54
380	8.3	89.03	89.38	89.46	89.62	0.032807	2.15	3.86	21.18	1.61
400	8.3	89.77	90.06	90.12	90.27	0.032048	2.04	4.07	23.83	1.58

Annexes

Suite :

profile	Qtotal (m3/s)	cote du fond (m)	Elévation eaux (m)	cote critique (m)	cote energie (m)	pente (m/ml)	vitesse (m/s)	S mouille (m2)	L mouille (m)	nbre de froud
420	8.3	90.31	90.64	90.67	90.79	0.020818	1.69	4.9	27.5	1.28
440	8.3	90.95	91.22	91.32	91.57	0.078135	2.65	3.13	24.19	2.35
460	8.3	92	92.26	92.29	92.39	0.023653	1.56	5.33	36.98	1.31
480	8.3	92.65	92.84	92.89	93.01	0.041524	1.85	4.49	37.04	1.69
500	8.3	93.45	93.65	93.7	93.81	0.038061	1.79	4.64	37.62	1.62
520	8.3	93.84	94.15	94.15	94.24	0.013322	1.33	6.24	35.69	1.02
540	8.3	93.96	94.33	94.43	94.62	0.037505	2.4	3.46	17.87	1.74
560	8.3	94.84	95.2	95.27	95.43	0.042622	2.12	3.92	26.62	1.76
580	8.3	95.86	96.06	96.12	96.25	0.039646	1.92	4.32	32.53	1.68
600	8.3	96.71	96.99	97.07	97.28	0.064179	2.39	3.48	27.1	2.13
620	8.3	97.53	97.88	97.92	98.04	0.024341	1.77	4.69	27.67	1.37
640	8.3	98.25	98.49	98.61	98.92	0.077621	2.91	2.85	18.99	2.4
660	8.3	99.2	99.51	99.58	99.73	0.023706	2.06	4.02	18.49	1.41
680	8.3	99.49	99.93	99.93	100.06	0.011549	1.6	5.2	20.49	1.01
700	8.3	99	100.12	99.84	100.18	0.003117	1.05	7.91	21.64	0.55
720	8.3	99.72	100.5	100.5	100.69	0.010098	1.94	4.29	11.25	1
740	8.3	99.02	100.71		100.72	0.000231	0.53	15.76	16.93	0.17
760	8.3	99.76	100.68	100.46	100.75	0.002908	1.2	6.91	12.9	0.52
780	8.3	100.36	100.99	101.1	101.33	0.030832	2.59	3.2	10.64	1.51
800	8.3	100.96	101.6	101.65	101.84	0.020261	2.15	3.86	12.49	1.23
820	8.3	101.42	102	102.09	102.33	0.026334	2.54	3.27	11.02	1.49

Annexes

840	8.3	101.74	102.45	102.53	102.76	0.018102	2.48	3.35	9.4	1.32
860	8.3	101.97	102.66	102.9	103.43	0.042182	3.89	2.13	5.65	2.02
880	8.3	102.47	103.54	103.59	103.87	0.011759	2.55	3.26	6.07	1.11

Suite :

profile	Qtotal (m3/s)	cote du fond (m)	Elévation eaux (m)	cote critique (m)	cote energie (m)	pente (m/ml)	vitesse (m/s)	S mouille (m2)	L mouille (m)	nbre de Froude
900	8.3	102.77	103.52	103.82	104.51	0.055536	4.41	1.88	5	2.29
920	8.3	103.64	104.48	104.87	105.96	0.077402	5.4	1.54	3.69	2.67
940	8.3	105.16	106.37	106.37	106.71	0.017089	2.56	3.24	4.9	1.01
960	8.3	105.09	106.74		106.82	0.001799	1.25	6.65	7.88	0.43
980	8.3	105.28	106.76		106.87	0.002674	1.49	5.57	7.56	0.55
1000	8.3	105.49	106.77		106.97	0.005244	1.95	4.26	6.36	0.76
1020	8.3	105.8	106.96	106.62	107.04	0.00214	1.3	6.4	9.25	0.5
1040	8.3	106.25	106.79	107.03	107.55	0.036515	3.87	2.14	5.01	1.89
1060	8.3	106.83	107.62	107.84	108.29	0.035792	3.62	2.29	5.92	1.86
1080	8.3	107.85	108.37	108.63	109.28	0.061452	4.21	1.97	6.15	2.38
1100	8.3	108.31	109.21	109.69	111.14	0.101659	6.16	1.35	3.08	2.97
1120	8.3	110.56	111.73	111.73	112.12	0.022272	2.77	2.99	3.82	1
1140	8.3	110.24	112.16	111.33	112.19	0.00045	0.74	11.23	11.65	0.24
1160	8.3	111.76	113.1	113.1	113.42	0.021852	2.54	3.27	4.98	1
1180	8.3	111.71	113.44	112.99	113.54	0.001925	1.38	6.03	6.88	0.47
1200	8.3	112.96	114.17	114.17	114.53	0.020668	2.66	3.12	4.32	1
1220	8.3	113.41	114.35	114.61	115.14	0.044291	3.94	2.1	3.91	1.72
1240	8.3	114.16	115.41	115.41	115.87	0.027824	3.01	2.76	3	1
1260	8.3	114.76	115.88	115.97	116.26	0.028289	2.74	3.03	6.22	1.25

Annexes

1280	8.3	115.36	116.4	116.6	117.18	0.059855	3.91	2.12	3	1.48
1300	8.3	116.56	117.6	117.81	118.38	0.059855	3.91	2.12	3	1.48
1320	8.3	117.76	118.8	119.01	119.58	0.060377	3.92	2.12	3	1.49
1340	8.3	118.96	120	120.21	120.77	0.058642	3.88	2.14	3	1.47
1360	8.3	120.16	121.2	121.43	121.95	0.059529	3.83	2.17	3.37	1.53

Suite :

profile	Qtotale	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cote energie	penne	vitesse	S mouilles	L mouille	nbre de Froude
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
1380	8.3	121.36	122.27	122.61	123.24	0.063024	4.37	1.9	2.66	1.65
1400	8.3	122.56	123.52	123.8	124.46	0.058567	4.3	1.93	2	1.4
1420	8.3	123.76	124.71	125.05	125.66	0.061078	4.32	1.92	2.33	1.52
1440	8.3	124.96	125.91	126.21	126.87	0.059734	4.33	1.91	2	1.41
1460	8.3	126.16	127.11	127.41	128.08	0.060797	4.36	1.9	2	1.43
1480	8.3	127.36	128.34	128.61	129.25	0.055381	4.21	1.97	2	1.36
1500	8.3	128.56	129.63	129.81	130.34	0.052129	3.73	2.23	3	1.38
1520	8.3	129.76	130.56	131.01	131.92	0.096004	5.16	1.61	2	1.84
1540	8.3	131.68	132.48	132.92	133.84	0.096117	5.17	1.61	2	1.84
1560	8.3	133.6	134.4	134.85	135.75	0.095064	5.15	1.61	2	1.83
1580	8.3	135.52	136.31	136.77	137.69	0.098285	5.21	1.59	2	1.86
1600	8.3	138.95	139.27	138.27	138.65	0.023815	2.74	3.03	4.06	1.01
1620	8.3	138.49	139.69		138.69	0.000038	0.3	28.05	9.59	0.06
1640	8.3	138.49	139.69	133	138.69	0.000015	0.23	36.24	7.7	0.03

Annexes

ANNEXE N°10 : Résultats de simulation de **chaabat Lakhalia** après aménagement variante 03.

profile	Qtotale (m3/s)	cote du fond (m)	Elévation eaux (m)	cote critique (m)	cote energie (m)	penne (m/ml)	vitesse (m/s)	S mouilles (m2)	L mouille (m)	nbre de Froude
740	8.3	97.75	99.38	100.67	100.67	0.000232	0.55	15.12	16.65	0.18
760	8.3	98.41	99.12	101.95	102.03	0.031818	4.51	1.84	4.69	2.3
780	8.3	99.06	99.76	102.09	103.47	0.013112	4.92	1.69	2.81	2.03
800	8.3	99.8	100.5	102.14	103.73	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
820	8.3	100.12	100.82	103.92	103.99	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
840	8.3	100.44	100.82	103.1	104.25	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
860	8.3	100.77	101.47	103.36	104.51	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
880	8.3	101.27	101.97	103.62	104.77	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
900	8.3	101.57	102.27	103.88	104.03	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
960	8.3	103.39	104.09	104.94	105.81	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
980	8.3	103.88	104.58	105.43	106.07	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1000	8.3	104.19	104.89	105.74	106.33	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1020	8.3	104.5	105.2	106.05	107.59	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1040	8.3	104.95	105.65	106.5	107.85	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1060	8.3	105.33	106.03	106.88	106.11	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1080	8.3	106.35	107.05	107.9	110.37	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1100	8.3	107.51	108.21	109.06	110.63	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1120	8.3	108.42	109.12	109.97	110.89	0.01311	4.92	1.69	2.81	2.03
1160	8.3	110.05	110.75	111.6	112.42	0.013156	4.92	1.69	2.81	2.03
1180	8.3	110.81	111.51	112.37	1113.68	0.013222	4.93	1.68	2.81	2.03
1200	8.3	111.86	112.56	113.42	114.95	0.013524	4.97	1.67	2.8	2.06

Annexes

Suite :

profile	Qtotal	cote du fond	Elévation eaux	cote critique	cote energie	penne	vitesse	S mouille	L mouille	nbre de froud
	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/ml)	(m/s)	(m2)	(m)	
1220	8.3	112.81	113.5	114.37	115.24	0.014026	5.04	1.65	2.79	2.09
1240	8.3	114.04	114.71	115.61	116.55	0.014983	5.15	1.61	2.78	2.16
1260	8.3	115.01	115.66	116.61	117.9	0.016754	5.36	1.55	2.75	2.28
1280	8.3	116.1	116.72	117.76	118.32	0.020167	5.72	1.45	2.71	2.5
1300	8.3	117.43	118.47	119.67	120.06	0.060028	3.91	2.12	3	1.48
1320	8.3	118.81	119.85	120.42	121.26	0.059958	3.91	2.12	3	1.48
1340	8.3	120.61	121.65	122.22	123.46	0.059958	3.91	2.12	3	1.48
1380	8.3	122.95	123.99	124.56	125.86	0.059828	3.91	2.12	3	1.48
1400	8.3	124.09	125.13	125.7	126.06	0.060529	3.92	2.12	3	1.49
1420	8.3	125.5	126.55	127.12	127.25	0.058174	3.87	2.14	3	1.46
1440	8.3	126.36	127.39	127.95	128.47	0.062993	3.98	2.09	3	1.52
1460	8.3	127.47	128.42	129	129.76	0.060744	4.36	1.9	2	1.43
1480	8.3	128.61	129.59	130.26	131.93	0.055699	4.22	1.97	2	1.36
1500	8.3	129.75	130.83	131.47	131.02	0.051465	3.71	2.24	3	1.37
1520	8.3	130.8	131.58	132.11	132.66	0.053554	5.31	1.56	2	1.92
1540	8.3	131.99	133.07	134.04	134.67	0.095628	4.92	1.69	2.5	1.91
1560	8.3	133.07	134.13	135.02	135.6	0.096884	4.94	1.68	2.5	1.92
1580	8.3	134.25	135.34	136.22	136.48	0.090751	4.83	1.72	2.5	1.86
1600	8.3	135.43	139.47	140.31	140.52	0.060364	5.17	1.61	2.5	2.06

Annexes

1620	8.3	136.61	140.82	132.78	133.1	0.056008	4.08	2.03	2.5	1.44
1640	8.3	137.79	141.79	133.38	132.77	0.059472	2.62	3.17	4.58	1.01

Annexes

ANNEXE N°02 : Présentation du logiciel HEC-HMS.

Présentation du logiciel HEC-HMS :

Le logiciel HEC-HMS est un outil qui permet la modélisation hydrologique et la transformation des précipitations en débit, afin de simuler le comportement du bassin versant. Le logiciel HEC-HMS prend en compte les différents paramètres suivants :

- les précipitations : ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'évènements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des évènements Pluvieux théoriques basés sur une étude statistique.
- les pertes (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du BV.
- les ruissellements directs qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.
- l'hydrologie fluviale, c'est à dire le comportement de l'eau lorsqu'elle se trouve dans le lit de la rivière.

Ces différents paramètres sont ensuite modélisés mathématiquement par un ensemble d'équations qui permettent d'obtenir la réponse du système hydrogéologique global à un changement de conditions hydrométéorologiques

Annexes

TABLE 3-18 Runoff Curve Numbers (average watershed condition, $I_a = 0.2S$) (Continued)

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Small grain	Contoured and terraces	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraces	Good	62	71	78	81
	Contoured and terraces	Poor	65	73	79	81
	and conservation tillage	Good	61	70	77	80
	Straight row	Poor	65	76	84	88
	Straight row	Good	63	75	83	87
	Conservation tillage	Poor	64	75	83	86
	Conservation tillage	Good	60	72	80	84
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured	Good	61	73	81	84
	Contoured and	Poor	62	73	81	84
	conservation tillage	Good	60	72	80	83
	Contoured and terraces	Poor	61	72	79	82
	Contoured and terraces	Good	59	70	78	81
	Contoured and terraces	Poor	60	71	78	81
	and conservation tillage	Good	58	69	77	80
Close-seeded legumes rotations meadows ^e	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured and terraces	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraces	Good	51	67	76	80
Noncultivated agricultural land Pasture or range	No mechanical treatment	Poor	68	79	86	89
	No mechanical treatment	Fair	49	69	79	84
	No mechanical treatment	Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
	Meadow	—	30	58	71	78
Forestland—grass or orchards—evergreen deciduous		Poor	55	73	82	86
		Fair	44	65	76	82
		Good	32	58	72	79
Brush		Poor	48	67	77	83
		Fair	35	56	70	77
		Good	30	48	65	73
Woods		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads	—	59	74	82	86	
Forest-range Herbaceous		Poor	^g	80	87	93
		Fair		71	81	89
		Good		62	74	85
		Poor		66	74	79
Oak-aspen		Fair		48	57	63
		Good		30	41	48

Annexes

TABLE 3–18 Runoff Curve Numbers (average watershed condition, $I_a = 0.2S$) (Continued)

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Juniper		Poor	^g	75	85	89
		Fair		58	73	80
		Good		41	61	71
Sage-grass		Poor		67	80	85
		Fair		51	63	70
		Good		35	47	55

^aFor land uses with impervious areas, curve numbers are computed assuming that 100% of runoff from impervious areas is directly connected to the drainage system. Pervious areas (lawn) are considered to be equivalent to lawns in good condition. The impervious areas have a *CN* of 98.

^bIncludes paved streets.

^cUse for the design of temporary measures during grading and construction. Impervious area percent for urban areas under development vary considerably. The user will determine the percent impervious. Then using the newly graded area *CN*, the composite *CN* can be computed for any degree of development.

^dFor conservation tillage poor hydrologic condition, 5 to 20% of the surface is covered with residue (less than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain). For conservation tillage good hydrologic condition, more than 20% of the surface is covered with residue (greater than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain).

^eClose-drilled or broadcast.

For noncultivated agricultural land:

Poor hydrologic condition has less than 25% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 25 and 50% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 50% ground cover density.

For forest-range:

Poor hydrologic condition has less than 30% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 30 and 70% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 70% ground cover density.

^fComposite *CN*'s for natural desert landscaping should be computed using Figure 3–21 based on the impervious area percentage (*CN* = 98) and the pervious area *CN*. The pervious area *CN*'s are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

^gCurve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

ANNEXE N° :04

Présentation Du Logiciel HEC-RAS

HEC-RAS, Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Le modèle utilisé jusqu'à la version 5.0 était unidimensionnel, ce qui signifie qu'il n'existait pas de modélisation directe des variations hydrauliques dues aux changements de forme de la section transversale, à la présence de coudes ou autres aspects d'un écoulement 2D ou 3D. Depuis la version 5.0, il est possible de réaliser des modélisations 1D ou 2D de la rivière et des plaines d'inondation².

Le programme a été élaboré par le ministère américain de la Défense (corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis) dans le but de gérer les rivières, les ports et autres travaux publics relevant de leur compétence, il a été largement diffusé de par le monde depuis sa publication en 1995. Développé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) en Californie, ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables. Il intègre de nombreux moyens de saisie de données, de composants d'analyse hydraulique, de stockage de données, d'édition de rapports sous forme de tables et de graphiques

HEC-RAS est capable de modéliser un réseau de chenaux, un système hydrographique dendritique ou une simple partie d'un cours d'eau. Certaines simplifications doivent être réalisées pour modéliser les situations d'écoulements complexes avec **HEC-RAS**. Il est capable de simuler divers régimes d'écoulement (subcritique, de transition, supercritique) en prenant en compte les effets de ponts et seuils. HEC-RAS permet également de simuler l'évolution de la qualité de l'eau, le transport sédimentaire les plaines d'inondation ou encore les ruptures de digue. Les calculs peuvent se réaliser pour des écoulements stationnaires (débits constant) ou suivant des hydrogrammes par exemple. Il est possible de simuler des canalisations en charge bien que ces capacités soient relativement limitées.

Annexes

ANNEXE N° 05 : Tableau des rugosités de Manning

Tableau des rugosités de Manning

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

Annexes

ANNEXE N°07 :

SAGA Gis

SAGA GIS (System for Automated Geoscientific Analyses) est un logiciel de système d'information géographique (**SIG**) libre multiplate-forme publié sous licence GPL. Il était à l'origine développé par une équipe du Département de Géographie Physique de l'Université de Göttingen en Allemagne, mais est maintenant maintenu par une équipe de développeurs internationale, dont le noyau est l'Université de Hambourg en Allemagne. **SAGA GIS** est un outil puissant et facilement utilisable destiné aux traitements spatiaux aussi bien de type raster que vecteur. Le logiciel est décomposé en modules, en nombre sans cesse croissant selon les versions.

Annexes

ANNEXE N°11 :

hydraulicstoolbox

Hydraulics Tool Box : est un logiciel comprend un certain nombre de calculateurs utilisés pour analyser les canaux, les déversoirs, les gouttières et les entrées, bassins de rétention, et des gradations de particules. Hydraulics Tool Box comprend également une méthode rationnelle d'analyse hydrologique.

Références Bibliographiques

[1] : **Bassin versant**.2010. En ligne [consulté le 20 février 2016]. Disponible à l'adresse : <http://mon.univ-montp2.fr/claroline/backends/download.php?url=L0xFX0JBU1NJT19WRVJTQU5ULnBkZg%3D%3D&cidReset=true&cidReq=LST403>

[2] : **B.TOUAIBIA**, mars 2014. MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE. Edition MADANI FRERE.

[3] :**M.MEDDI**

[4] : **HADDOUR ALI**. PROTECTION DE LA VILLE DE BORDJ MENAIL CONTRE LES INONDATIONS (W.BOUMERDES)

[5] : **US ARMY CORPS OF ENGINEERS**. En ligne [consulté le 22 mars 2016]. Disponible à l'adresse : <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation.aspx>.

[6] :**P.SCHIARITI, P.E, CPESC**.BASIC HYDROLOGY-RUNOFF CURVE NUMBER. MERCER COUNTY SOIL CONSERVATION DISTRICT.

[7] : **CONSTRRUCTION DU MODELE HYDRAULIQUE**.2013. En ligne [consulté le 5 mai 2016]. Disponible à <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/1577>.

[8] : **PROJET NUMERIQUE**, 2011. En ligne [consulté le 5 mai 2016]. Disponible à l'adresse : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/projnum/content/2011-g3/12-les-equations-mises-en-jeu>.

[9] : **RENAUD CHAMPREDONDE** ,2000. Modélisation, spécialisation de l'étendue d'une crue, application au bassin de la Lèze. [En ligne]. Rapport de stage de master 1. [Consulté le 10 mai 2016].Disponible à l'adresse : <http://rchampredonde.free.fr/rapport/cruces-leze.pdf>.

[10] : **JEAN-RENE MALAVOI et all**, 1998. Impacts écologiques de la chenalisation des rivières. Edition QUAE.p70-80 En ligne [consulté le 2 avril 2016]. ISBN : 2-85362-502-8. Disponible
l'adresse https://books.google.dz/books?id=OIRLcO_udksC&pg=PA70&dq=reprofilage+d%27un+cours+d%27eau&hl=fr&sa=X&ved=0ahUKEwjRquzUhsPMAhXGbxQKHUxpBXoQ6AEILjAC#v=onepage&q=reprofilage%20d'un%20cours%20d'eau&f=false.

Références Bibliographiques

[11] : **G.DEGOUTTE** ,2012. DIAGNOSTIC, AMENAGEMENT ET GESTION DES RIVIERES. Edition Lavoisier, Paris.2^{ème} édition. ISBN : 978-7430-1469-8.

[12] : **2004. L'ENTRETIEN DU COURS D'EAU : CA COULE DE SOURCE !** [En ligne]. Guide pratique à l'usage des propriétaires riverains.[consulté le 22 avril 2016].disponible à l'adresse http://www.menetrol.fr/IMG/pdf/Guide_SIARR.pdf

[13]: **CFBR**. En ligne. [Consulté le 24 avril 2016].disponible à <http://www.barrages-cfbr.eu/Ecretement-des-crues.html>.

[14] : **BASSIN DE RETENTION**. [En ligne]. Fiche technique. [Consulté le 22avril2016]. Disponible à l'adresse <http://www.sandre.eaufrance.fr/urn.php?urn=urn:sandre:dictionnaire:OBS::entite:SeuilRiv:res:source:latest:::html>.

[15] : **RALENTISSEMENT DYNAMIQUE POUR LA PREVENTION CONTRE LES INONDATIONS**. Septembre 2012.guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petit ouvrage. En ligne. [Consulté le 26 avril 2016].Disponible http://www.languedocroussillon.developpementdurable.gouv.fr/IMG/pdf/Guide_RD_cle53f737.pdf

[16] : **Mr A.AMMARI**, 2015. CHAPITRE1- AIDE MEMOIRE D'HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE. COURS, ENSH-BLIDA.

[17] : **S.HAMZAOU**. AMENAGEMENT HYDRAULIQUE D'OUED EL SEMMAR DANS LA VILLE DE D'AIN AZAL (W.SETIF). MEMOIRE DE FIN D'ETUDE, ENSH-BLIDA ,2015

[18] : **S.BOUALEM** ,2014. ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES ET PLUVIALES DES AGGLOMERATIONS.COURS, ENSH-BLIDA.

[19] : **B.BENELOUAKLI**. COURS ORGANISATION DE CHANTIER 2^{ème} ANNEE. ENSH-BLIDA. 2015

[20] : **A.PHILLIPE, N. DEBIAIS**, Décembre 2007. MANUEL DE RESTAURATION HYDROMORPHOLOGIQUEDES COURS D'EAU.

[21] : **S.BENNIS** ,2009. Hydraulique et hydrologie. Edition Presse de l'université du Québec. ISBN : 978-2-9211-4563-3.

Références Bibliographiques

[22] : Avril 2008. ACTE DE COLLOQUE PROTECTION DES BERGES-TECHNIQUES VEGETALES ADAPTEES AUX VOIES NAVIGABLES ET GRAND COURS D'EAU.
Éditeur la ministre de l'écologie du développement et de l'aménagement durable.