الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

PROTECTION DE BOUGUIRAT CONTRE LES INONDATIONS, W. MOSTAGANEM

Présenté par :

SENOUCI Ferdaous.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Membre
LAOUCHE Nassim	M.C.B	Membre
BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Promoteur

Session Novembre 2021

Remerciement

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce à l'implication de plusieurs personnes à qui je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude.

Mes remerciements vont d'abord à dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien ces années d'étude. Je tiens aussi à adresser mes remerciements à mes parents. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Un grand MERCI à mon promoteur, Mr. BENLAOUKLI Bachir, *pour ses conseils judicieux et son aide .Je remercie l'ensemble de nos professeurs de l'école Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida pour nous avoir fourni les outils nécessaires à la réussite de notre formation d'ingénieur et pour le travail qu'ils effectuent pour pouvoir créer un environnement favorable au déroulement des études.*

Je voudrais aussi remercier mes amis et collègues qui m'ont apporté un soutien moral et intellectuel au long de ma démarche et particulièrement TAKA Hani qui m'a été d'un grand soutien et qui a été toujours d'une grande gentillesse et disponibilité envers moi.

Merci à toutes les personnes qui ont fait de mon projet de fin d'études des moments de travail inoubliables et qui m'ont permis de développer mes compétences. Je leur suis particulièrement reconnaissante car grâce à elles j'ai pu surmonter toutes les difficultés.

Dédicace

Ce travail est une dédicace

A la lumière de mes jours, à ma vie, à mon bonheur, à la femme qui a tout sacrifié pour mon bien être, ma Maman. Tu es l'exemple de dévouement par excellence et le symbole de la douceur et de l'amour, tu as toujours été mon moteur et ma source de motivation. Aucune dédicace ne serait aussi belle pour exprimer tout ce que je ressens pour toi, j'espère aujourd'hui avoir suivi le chemin de vie et d'études que tu voulais pour moi. Puisse dieu le tout puissant, t'accorder une longue vie, de la santé et tout le bonheur du monde.

A mon héros, mon modèle de vie, mon exemple, à l'homme qui m'a appris à me conduire et à me tenir, mon Père. Un homme qui m'a appris les vraies valeurs de la vie et le respect. Rien au monde ne vaut tes sacrifices envers moi. Tout cela n'aurait jamais été possible sans les sacrifices que tu as fait à mon encontre tout au long de ma vie. Qu'Allah te préserve et t'accorde une longue vie.

A toute ma famille, mes grand-mères, mes oncles, mes tantes, à mes cousins et mes cousines.

A mes amis les plus intimes dont je suis fière d'être l'amie et qui ont toujours été là pour moi dans les moments de joie et de tristesse : TAKA Hani, BELKACEMI Faiz, CHERGUI Bouchra, BOUARABA Djamila, LANSARI Yasmine, BENMESLI Lisa.

A toute personne qui a été là pour moi, et qui m'a aidé de loin ou de près ...

ملخص

يركز عملنا على مكافحة الفيضانات التي اجتاحت مدينة بوقيراط ولاية مستغانم بسببالوادي الذي يعبرها. ولهذا يصبحمن الضروري اقتراح تطوير فعال للمجرى المائي من أجل الحد من الضرر. تتكوندراستنا من عدة أجزاء أساسية،دراسة هيدرولوجية سمحت بتحديد تدفق الفيضانات المحتمل ، دراسة هيدروليكية و طوبوغرافية لحساب أبعاد أعمال التطوير وإجراء المحاكاة من قبل برنامجHECRAS.

في النهاية، دراسة لاختيار المتغيرات التي اقترحت لتهيئة الوادي عن طريق اختيار البديل الأنسب من وجهة نظر تقنية واقتصادي.

الكلمات المفتاحية : فيضانات، حماية ، الخطر ، ضرر، HECRAS ، ترتيب، دراسة هيدرولوجية.

Résumé

Notre travail porte sur la protection contre les inondations de la ville de Bouguirat wilaya de Mostaganem causé par l'oued qui la traverse. Pour cela il devient nécessaire de proposer un aménagement efficace afin de limiter les dégâts. Notre étude est composée de plusieurs parties essentielles, une étude hydrologique qui a permis la détermination du débit de crue probable, une étude hydraulique et topographique pour le calcul des dimensions du les ouvrages d'aménagements et faire la simulation par le logiciel HEC-RAS. A la fin, une étude de choix de variantes qui a été proposée pour aménager le cours d'eau en choisissant la variante la plus adéquate d'un point d vue technico-économique.

Mots clés : crues, inondation, aléa, vulnérabilité, aménagement, HEC-RAS, étude hydrologique.

Abstract

Our work focuses on the fight against flooding of the city of Bouguirat wilaya of Mostaganemcaused by the wadi that crosses it. For that it becomes necessary to propose an effective development in order to limit the damage. Our study is composed of several essential parts: a hydrological study which allowed the determination of the probable flood flow; a hydraulic and topographic study for the calculation of the dimensions of the works of arrangements to make the simulation by the software HEC-RAS. At the end, a study of choice of variants was proposed to develop the wadi by choosing the most adequate variant from a technical-economic point of view.

Keywords: floods, flooding, the damage, vulnerability,development, HEC-RAS, hydrological study.

SOMMAIRE

Remerciements

Résume

Sommaire

List des tableaux

List des figures

Liste des planches

Introduction générale 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES INONDATIONS

I.1. Introduction : 2
I.2. Les inondations : 2
I.2.1. Définition : 2
I.2.2. Types d'inondation : 2
I.2.2.1. L'inondation par ruissellement pluvial : 2
I.2.2.2. L'inondation par submersion marine : 3
I.2.2.3. Inondation par crue torrentielle : 4
I.2.2.4. La montée lente des eaux en région de plaine ou de nappe affleurante : 4
I.2.2.5. Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique : 5
I.3. Les crues : 5
I.4. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau : 5
I.4.1. Lit d'un cours d'eau : 5
I.4.1.1. Lit mineur : 6
I.4.1.2. Lit moyen : 6
I.4.1.3. Lit majeur : 7
I.4.2. Rive- Berge : 7
I.4.3. Ripisylve : 7
I.4.4. Alluvions et Substratum : 7
I.5. Les causes des inondations : 8
I.6. Connaissance du risque inondation : 8
I.6.1. Risques majeurs – inondations : 8
I.6.2. Connaissance de l'aléa « inondation » : 9
I.6.1.1. Aléa : 9
I.6.1.2. Vulnérabilité : 9
I.6.1.3. Enjeux : 9
I.7. Les inondations en Algérie : 10
I.8. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie : 13
I.9. Conclusion : 13

SOMMAIRE

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. Introduction : 14
II.2. Situation géographique : 14
II.3. Evolution de la population : 16
II.4. Données géomorphologiques : 16
II.4.1. Relief : 16
II.4.2. Pente et altitudes : 17
II.4.3. Végétation : 17
II.5. Données climatologiques : 17
II.5.1. La pluviométrie : 17
II.5.1.1. Pluies annuelles : 17
II.5.1.2. Répartition mensuelle : 18
II.5.2. Le vent : 18
II.5.3. Le sirocco : 19
II.5.4. La température : 19
II.5.5. L'humidité de l'air : 20
II.5.6. La gelée : 21
II.5.7. Le brouillard 21
II.5.8. L'insolation : 22
II.6. Données géologiques : 22
II.6.1. Géologie régionale : 22
II.6.2. Géologie du site : 23
II.7. Une hydrogéologie correspondante : 24
II.8. Sismicité : 24
II.9. Conclusion : 25

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction : 26
III.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant : 26
III.1.1. Bassin versant : 26
III.1.2. Caractéristiques morphologiques du BV : 27
III.1.2.1. Caractéristiques géométriques : 27
III.1.2.2. Caractéristiques de forme : 27
III.1.2.2.1. Indice de compacité de Gravelius (K_c) : 27
III.1.2.2.2. Rectangle équivalent : 27
III.1.2.2.3. Indice d'Horton : 28
III.1.2.2.4. Coefficient d'allongement : 28
III.1.2.3. Caractéristiques du relief : 29
III.1.2.3.1. Courbe hypsométrique : 29
III.1.2.3.2. Longueur du talweg principal : 30
III.1.2.3.3. Les altitudes : 31
III.1.2.3.4. Les pentes du bassin versant 32

SOMMAIRE

III.1.2.3.5. Dénivelée Spécifique « D_s » : 34
III.1.2.4. Caractéristiques hydrologiques : 35
III.1.2.4.1. Densité de drainage « D_d »: 35
III.1.2.4.2. Densité hydrographique « F»: 36
III.1.2.4.3. Coefficient de torrentialité « C_t » : 36
III.1.2.4.4. Temps de concentration « T_c » : 36
III.1.2.4.5. Vitesse de ruissellement : 38
III.2. Etude des précipitations : 39
III.2.1. Pluviométrie : 39
III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne : 39
III.2.1.1.1. Calcul des paramètres statique de la série : 41
III.2.1.1.2. Ajustement de la série des pluies annuelles maximales journalières : 41
III.2.1.1.2.1. Ajustement de la série par la loi log-normal : 41
III.2.1.1.2.2. Ajustement de la série par la loi de Gumbel : 43
III.2.1.1.2.3. Ajustement de la série par la loi normale : 45
III.2.1.1.3. Choix de la loi d'ajustement : 47
III.2.1.1.4. Pluies de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités : 47
III.2.2. Etude des apports : 49
III.2.2.1. Apport liquide : 49
III.2.2.1.1. Formule de l'ANRH : 49
III.2.2.1.2. Formule dite « Algérienne » : 50
III.2.2.1.3. Formule de DERIE II : 50
III.2.2.1.4. Formule de MEDINGUER : 51
III.2.2.2. Caractéristiques de l'écoulement : 52
III.2.2.2.1. Module d'écoulement : 52
III.2.2.2.2. Module d'écoulement relatif : 52
III.2.2.2.3. Lame d'eau écoulée : 52
III.2.2.2.4. Coefficient d'écoulement : 53
III.2.2.2.5. Coefficient de variation : 53
III.2.2.3. Apports solides : 54
III.2.2.3.1. Méthode de TIXERONT : 55
III.2.2.3.2. Méthode d'estimation du Nord Algérien : 55
III.3. Etude des crues : 56
III.3.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels : 56
III.3.1.1. Formules empiriques : 56
III.3.1.1.1. Formule de SOKOLOVSKY : 56
III.3.1.1.2. Formule de TURAZZA : 57
III.3.1.1.3. Formule de GIANDOTTI : 58
III.3.1.1.4. Interprétation des résultats : 58
III.3.1.2. Hydrogramme de crue : 59
III.3.1.2.1. Temps de montée : 59
III.3.1.2.2. Temps de décrue : 59
Conclusion : 61

SOMMAIRE

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE

IV.1. Introduction : 62
IV.2. Généralités sur l'écoulement à surface libre : 62
IV.2.1. Ecoulement à surface libre : 62
IV.2.2. Types d'écoulement : 62
IV.2.2.1. Variabilité dans le temps : 62
IV.2.2.1.1. Ecoulement permanent : 62
IV.2.2.1.2. Ecoulement non permanent : 63
IV.2.2.2. Variabilité dans l'espace : 64
IV.2.2.2.1. Ecoulement uniforme : 64
IV.2.2.2.2. Ecoulement non uniforme : 64
IV.2.3. Régime d'écoulement : 65
IV.2.4. Les canaux : 66
IV.2.4.1. Paramètres géométriques des canaux : 66
IV.2.4.2. Paramètres hydrauliques : 67
IV.3. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé : 67
IV.3.1. Modélisation de l'écoulement : 67
IV.3.1.1. Présentation de logiciel HEC-RAS : 67
IV.3.1.2. Etapes de simulation par HEC-RAS : 68
IV.3.1.2.1. Modélisation de la rivière (données géométriques) : 68
IV.3.1.2.2. Simulation : 70
IV.3.1.2.3. Résultat de la simulation : 71
IV.4. Conclusion : 80

CHAPITRE V : ETUDES DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Introduction : 81
V.1. Principe d'aménagement : 81
V.1.1. Les types d'aménagement : 81
V.1.2. Dimensionnement des canaux : 81
V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement : 82
V.1.3.1. La pente du projet : 82
V.1.3.2. Le coefficient de rugosité : 82
V.1.3.3. Revanche des canaux : 83
V.1.3.4. La vitesse d'érosion : 83
V.2. Etude des variantes : 83
V.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé : 83
V.2.1.1. Dimensionnement : 84
V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement : 84
V.2.1.3. Estimation du cout de la variante : 86
V.2.2. Canal rectangulaire : 87

SOMMAIRE

V.2.2.1. Dimensionnement : 87
V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement : 88
V.2.2.3. Estimation du cout de la variante : 90
V.2.3. Enrochement : 90
V.2.3.1. Les paramètres d'écoulement : 91
V.2.3.2. Estimation du cout de la variante : 92
V.3. Choix de la variante d'aménagement : 92
V.3.1. Les critères d'évaluation : 92
V.3.2. Choix de la variante : 92
V.4. Conclusion : 92

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction : 93
VI.1. Organisation de chantier : 93
VI.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier : 93
VI.1.1.1. Le maitre de l'ouvrage : 93
VI.1.1.2. Le maitre d'œuvre : 93
VI.1.1.3. L'entreprise : 93
VI.1.1.4. L'entrepreneur : 93
VI.1.2. Exécution des travaux : 93
VI.1.3. Les moyens de chantier : 94
VI.1.3.1. Les moyens humains : 94
VI.1.3.2. Les engins : 94
VI.1.4. Pièces contractuelles du marché : 94
VI.1.4.1. Devis descriptif : 95
VI.1.4.2. Devis quantitatif : 95
VI.1.4.3. Devis estimatif : 95
VI.2. Planification : 95
VI.2.1. Les étapes de la planification : 95
VI.2.1.1. Collection des informations : 96
VI.2.1.2. Décomposition du projet en tâches : 96
VI.2.1.3. Prévoir la relation entre les opérations : 96
VI.2.1.4. Attribution des durées : 96
VI.2.2. Les techniques de planification : 96
VI.2.2.1. Méthodes basées sur le réseau : 96
VI.2.2.1.1. Définition : 96
VI.2.2.1.2. Construction du réseau : 97
VI.2.2.1.3. Différentes méthodes basées sur le réseau : 97
VI.2.2.2. Méthodes basées sur le graphique : 98
VI.2.2.2.1. Les étapes de la planification : 99
VI.2.2.2.2. Diagramme de Gantt : 99
VI.2.2.3. Méthode du tableau : 99

SOMMAIRE

VI.2.3. Choix de la méthode de calcul : 99
Conclusion : 103

Conclusion générale 104

Liste des références

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Illustre le nombre de construction par ville construites sur les zones inondables. 12

Tableau II. 1: répartition et densité de la population estimée au 31/12/2010 16
Tableau II. 2: projection de la population. 16
Tableau II. 3: Caractéristique climatologique de la station 17
Tableau II. 4: Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Bouguirat. 18
Tableau II. 5: Nombre moyen de jours de pluie 18
Tableau II. 6: vitesse de vent Bouguirat (2004-2014). 18
Tableau II. 7: Fréquence des directions du vent 19
Tableau II. 8: Nombre moyen de jours de Sirocco. 19
Tableau II. 9: Température 20
Tableau II. 10: Humidité relative moyenne en % 20
Tableau II. 11: Nombre de jours de gelée 21
Tableau II. 12: Nombre de jours de brouillard 21
Tableau II. 13: Durée moyenne d'insolation (en heure) 22
Tableau II. 14: la géologie régionale 22
Tableau II. 15: l'hydrogéologie correspondante. 24

Tableau III. 1: les résultats des caractéristiques cités. 29
Tableau III. 2: Paramètres hypsométriques du bassin versant 30
Tableau III. 3: Résultats des altitudes du bassin versant. 32
Tableau III. 4: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global. 34
Tableau III. 5: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.à partir de Ds 34
Tableau III. 6: Résultats des pentes du bassin versant. 35
Tableau III. 7: densité de drainage 36
Tableau III. 8: Densité hydrographique 36
Tableau III. 9: Résultats de calcul du temps de concentration. 37
Tableau III. 10: Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant. 38
Tableau III. 11: Coordonnées de la station pluviométrique. 39
Tableau III. 12: Répartitions des pluies moyennes annuelles. 39
Tableau III. 13: La série des pluies max journalières. 40
Tableau III. 14: Paramètres statique de la série pluviométrique. 41
Tableau III. 15: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale. 42
Tableau III. 16: Pjmax fréquentielles. 42
Tableau III. 17: Comparaison des caractéristiques de la loi Log-normale et de l'échantillon. 43
Tableau III. 18: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel. 43
Tableau III. 19: Pjmax fréquentielles. 44
Tableau III. 20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon. ... 44
Tableau III. 21: Résultat de l'ajustement à la loi normale. 45
Tableau III. 22: Pjmax fréquentielles. 45
Tableau III. 23: Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon. 46
Tableau III. 25: Résultat de l'apport liquide par la formule de l'ANRH. 50
Tableau III. 26: Résultat de l'apport liquide par la formule Algérienne. 50
Tableau III. 27: Résultat de l'apport liquide par la formule de DERIE II. 51
Tableau III. 28: Résultat de l'apport liquide par la formule de MEDINGUER. 51
Tableau III. 29: Comparaison des formules. 51
Tableau III. 30: Valeur du module d'écoulement. 52
Tableau III. 31: Valeur du module d'écoulement relatif. 52
Tableau III. 32: Valeur de lame d'eau. 53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 33: Valeur du coefficient d'écoulement. 53
Tableau III. 34: Résultat du coefficient de variation par la formule de SOKOLOVSY. 53
Tableau III. 35: Résultat du coefficient de variation par la formule de KRISTEKLY MENKEL. 54
Tableau III. 36: Résultat du coefficient de variation par la formule Algérienne. 54
Tableau III. 37: Résultat du coefficient de variation par la formule de l'ANTONOV. 54
Tableau III. 38: Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée. 55
Tableau III. 39: Résultat de la dégradation spécifique. 55
Tableau III. 40: Résultat du transport solide. 56
Tableau III. 41: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de SOKOLOVSKY. 57
Tableau III. 42: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de TURAZZA. 57
Tableau III. 43: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de GIANDOTTI. 58
Tableau III. 44: Récapitulatif des débits max par les différentes formules. 58
Tableau III. 45: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue. 59
Tableau III. 46: Valeurs des débits des crues en fonction du temps. 60
Tableau III. 47: Crue de projet recommandé 61

Tableau IV. 1: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (River 1) .. 78
Tableau IV. 2: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (River 2). . 79

Tableau V. 1: Valeurs de coefficient de rugosité (Table de rugosité de Manning). 82
Tableau V. 2: Revanches utilisées (Degoutte, 2012) 83
Tableau V. 3: Dimensionnement de l'aménagement (Canal trapézoïdal en béton 84
Tableau V. 4: Paramètres d'écoulement de la variante (canal trapézoïdal en béton armé). 84
Tableau V. 5: Devis de la variante (canal trapézoïdal en béton armé). 86
Tableau V. 6: Dimensionnement de l'aménagement (Canal rectangulaire en béton armé). 87
Tableau V. 7: Paramètres d'écoulement de la variante (canal rectangulaire en béton armé). .. 88
Tableau V. 8: Devis de la variante (canal rectangulaire en béton armé). 90
Tableau V. 9: Dimensionnement de l'aménagement (Enrochement). 91
Tableau V. 10: Paramètres d'écoulement de la variante (Enrochement). 91
Tableau V. 11: Devis de la variante (Enrochement). 92

Tableau VI. 1: les engins utilisés. 94
Tableau VI. 2: Devis des différents travaux 95
Tableau VI. 3: Liste des opérations et leurs durées. 100
Tableau VI. 4: Succession des taches. 100

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: L'inondation par ruissèlement. 3
Figure I. 2 : L'inondation par submersion marine. 3
Figure I. 3: Inondation torrentielle. 4
Figure I. 4: L'inondation par remontée de nappe. 4
Figure I. 5: Lit mineur. 6
Figure I. 6: Lit moyen. 6
Figure I. 7: Lit majeur. 7
Figure I. 8: définition du risque. 8
Figure I. 9: Les risques d'inondation. 10

Figure II. 1: Zone de l'étude 14
Figure II. 2: Vue satellitaire du centre de Bouguirat 15
Figure II. 3: découpage administratif de la Wilaya de Mostaganem. 15
Figure II. 4: Répartition mensuelle des pluies station BOUGHIRAT 18
Figure II. 5: Fréquence des directions du vent 19
Figure II. 6: Diagramme répartition mensuelle des températures 20
Figure II. 7: Répartition mensuelle de l'humidité 21
Figure II. 8: vulnérabilité de la wilaya à la sismicité 25

Figure III. 1: carte de situation du bassin versant de bouguirat. 27
Figure III. 2: carte hypsométrique du bassin versant de bouguirat. 30
Figure III. 3: Courbe hypsométrique du bassin versant. 30
Figure III. 4: carte des altitudes du bassin versant bouguirat. 31
Figure III. 5: carte des pentes du bassin versant bouguirat. 32
Figure III. 6: carte du réseau hydrographique du bassin versant bouguirat. 35
Figure III. 7: Répartition des pluies moyennes mensuelles. 40
Figure III. 8: Représentation graphique de la loi Log-normale. 42
Figure III. 9: Représentation graphique de la loi de Gumbel 44
Figure III. 10: Représentation graphique de la loi normale. 46
Figure III. 11: Courbe des pluies de courte durée. 49
Figure III. 12: L'hdrogramme de crue. 61

Figure IV. 1: les types d'écoulement. 62
Figure IV. 2: Schéma d'un écoulement permanent. 63
Figure IV. 3: Schéma d'un écoulement non permanent. 63
Figure IV. 4: Schéma illustratif des différents types d'écoulement 64
Figure IV. 5: les paramètres géométriques des canaux. 66
Figure IV. 6: Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center. 68
Figure IV. 7: Projection du ficher nord Algérie dans RasMapper 69
Figure IV. 8: Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued.(HecRas) 70
Figure IV. 9: Simulation par le logiciel Hec-Ras. 71
Figure IV. 10: Profil en long après la simulation (River 1). (HecRas) 71
Figure IV. 11: Profil en long après la simulation (River 2).(HecRas) 72
Figure IV. 12: Vue en plan en 3D après la simulation (River 1).(HecRas) 72
Figure IV. 13: Vue en plan en 3D après la simulation (River 2). (HecRas) 73
Figure IV. 14: Courbe de tarage du 1er tronçon.(HecRas) 73
Figure IV. 15: Courbe de tarage du 2eme tronçon. (HecRas) 74
Figure IV. 16: Section en travers S215. (HecRas) 74
Figure IV. 17: Section en travers S10004. (HecRas) 75
Figure IV. 18: Section en travers S18457. (HecRas) 75

LISTE DES FIGURES

Figure IV. 19: Section en travers S4891. (HecRas)..... 76
Figure IV. 20: Section en travers S892. (HecRas)..... 76
Figure IV. 21: Section en travers S2190. (HecRas)..... 77
Figure IV. 22: les zones inondables. 77

Figure V. 1: Géométrie des différentes sections immergées dans un canal..... 82
Figure V. 2: canal trapézoïdal 83
Figure V. 3: les paramètres hydrauliques obtenus par Flow Master. 85
Figure V. 4: Résultat obtenu par le logiciel Flow Master pour un canal trapézoïdal. 85
Figure V. 5: Section en travers S892. (HecRas)..... 86
Figure V. 6: canal rectangulaire..... 87
Figure V. 7: les paramètres hydrauliques obtenus par Flow Master. 88
Figure V. 8: Résultat obtenu par le logiciel Flow Master pour un canal rectangulaire. 89
Figure V. 9: Section en travers S 215. (HecRas)..... 89
Figure V. 10: Section en travers S 892. (HecRas)..... 89
Figure V. 11: Enrochement. 90

Figure VI. 1: Réseau à flèche 97
Figure VI. 2: Réseau à nœuds. 97
Figure VI. 3: Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M 98
Figure VI. 4: Diagramme de GANTT (GanttProject)..... 102

LISTE DES PLANCHES

1. Levé topographique.
2. Profil en long 1.
3. Profil en long 2.
4. Sections en travers.
5. Organisation du chantier.

Introduction générale

Nos sociétés sont de plus en plus vulnérables aux catastrophes naturelles qui semblent à chaque fois plus intenses. Parmi ces catastrophes, les inondations qui sont parmi les plus dommageables causant le décès d'environ 500 000 personnes dans le monde par an.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. D'après Le recensement effectué par les services de la protection civile, une commune sur trois (485communes) est susceptible d'être inondée en partie ou en totalité. Ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels.

Plusieurs facteurs influent sur l'aggravation de ce phénomène : des facteurs météorologiques, topographiques, géologiques, hydrologiques et humains. Ces derniers sont étroitement liés à la croissance démographique et à l'urbanisation souvent inappropriée sur les zones inondables.

Notre étude consiste à protéger la ville de Bouguirat et réaliser un aménagement afin d'éviter ce risque majeur. Cette étude s'articulera en six parties principales :

Le premier chapitre : la présentation des notions et généralités fondamentales liées au risque d'inondation, le phénomène naturel générateur de ce risque, ces types et ces causes ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité.

Le deuxième chapitre : consiste à la présentation de la zone d'étude et nous informe sur sa localisation, le climat dominant, la géologie du terrain...etc.

Le troisième chapitre : l'étude hydrologique du bassin versant nous renseigne sur les différentes caractéristiques de celui-ci et de celles du réseau hydrographique. L'ajustement des séries pluviométriques permettra la déduction de la loi statistique la plus adéquate afin de nous éclairer sur les pluies probables pour diverses périodes de retour et les débits qui leur correspondent. L'établissement du diagramme de crue nous permettra aussi d'extraire le débit de crue maximal qui sera le débit de projet selon lequel le dimensionnement de la protection sera fondé.

Le quatrième chapitre : en utilisant le logiciel HEC-RAS, nous identifions les zones inondables par une modélisation hydraulique.

Le cinquième chapitre : proposition des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée.

Le sixième chapitre : une étude d'organisation de chantier, visant à gérer le bon déroulement du projet, sera mise en place. Nous obtiendrons une idée sur le coût et le délai de réalisation du projet.

CHAPITRE I :

GENERALITES SUR LES INONDATIONS

I.1. Introduction :

Les inondations sont considérées comme étant un des aléas naturels pouvant induire des pertes humaines et des dommages importants sur les biens. Elles sont le plus souvent causées par les crues des cours d'eau. Elles peuvent aussi résulter d'une lenteur, voire d'une absence d'infiltration dans des espaces soumis à des averses de forte intensité. La remontée des nappes phréatiques dans un milieu naturel ou le relèvement du niveau d'évacuation dans des réseaux de drainage peuvent encore provoquer les inondations. Ces phénomènes nécessitent une attention particulière, ils peuvent survenir dans toutes les régions et se produire à tout moment de l'année.

I.2. Les inondations :

I.2.1. Définition :

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

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour caractériser l'aléa inondation :

- La hauteur et la durée de submersion.
- La période de retours des crues.
- La vitesse d'écoulement.
- La torrentialité du cours d'eau.

I.2.2. Types d'inondation :

On distingue au moins cinq types d'inondation :

I.2.2.1. L'inondation par ruissellement pluvial :

- Le ruissellement concentré organisé en rigoles ou ravines parallèles le long de la plus grande pente. Il commence à éroder et peut marquer temporairement sa trace sur le versant. L'imperméabilisation du sol (bâtiments, voiries, parkings, etc.) limite l'infiltration des pluies et accentue le ruissellement, ce qui occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales.
- Le ruissellement diffus dont l'épaisseur est faible et dont les filets d'eau buttent et se divisent sur le moindre obstacle.
- Le ruissellement en nappe : plutôt fréquent sur les pentes faibles, occupe toute la surface du versant.

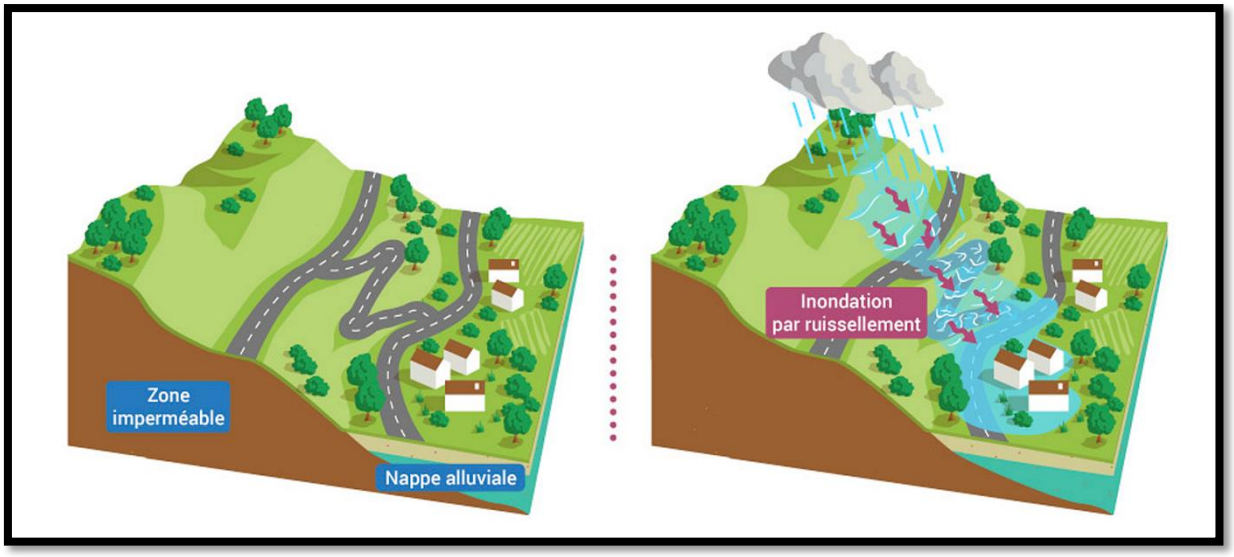


Figure I. 1: L'inondation par ruissèlement.

I.2.2.2. L'inondation par submersion marine :

Cette inondation concerne le niveau de la mer qui, lors de conditions météorologiques extrêmes (associant dépressions atmosphériques, vents violents, fortes houles, phénomènes marégraphiques et tempêtes) s'élève considérablement et inonde les zones côtières. Cette inondation peut aussi être déclenchée par des séismes sous-marins qui peuvent entrainer un tsunami selon sa magnitude.

Trois modes de submersion marine sont distingués :

- Submersion par débordement : lorsque le niveau marin est supérieur à la cote de crête des ouvrages ou du terrain naturel.
- Submersion par franchissements de paquets de mer liés aux vagues : lorsqu'après déferlement de la houle, les paquets de mer dépassent la cote de crête des ouvrages ou du terrain naturel.
- Submersion par rupture du système de protection : lorsque les terrains situés en arrière sont en dessous du niveau marin.

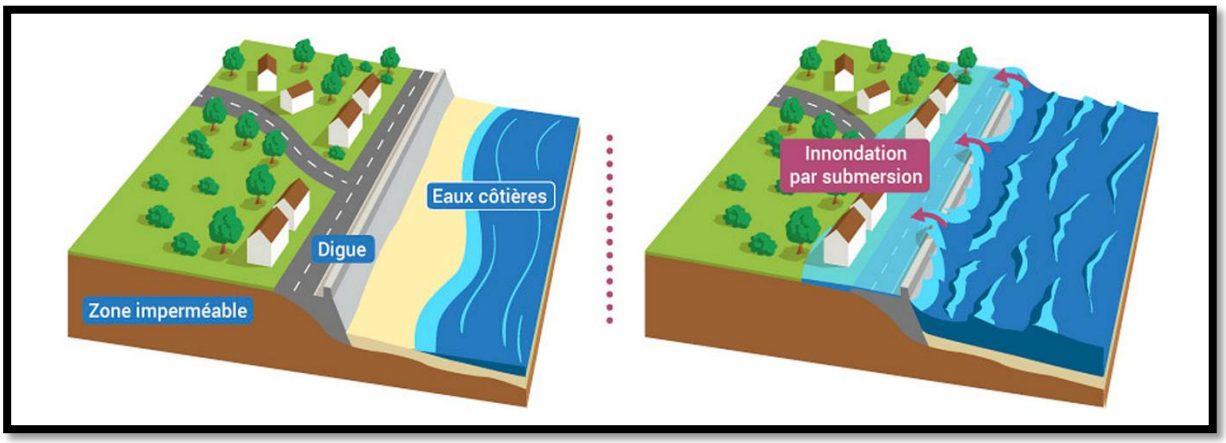


Figure I. 2 : L'inondation par submersion marine.

I.2.2.3. Inondation par crue torrentielle :

Lorsque des précipitations intenses tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, d'où des crues brutales et violentes. Le lit du cours d'eau est en général rapidement colmaté par le dépôt de sédiments et des bois morts peuvent former des barrages, appelés embâcles. Lorsqu'ils viennent à céder, ils libèrent une énorme vague qui peut être mortelle. Ce phénomène se rencontre principalement en zones montagneuses et en région méditerranéenne, mais aussi sur les petits bassins versants à forte capacité de ruissellement.

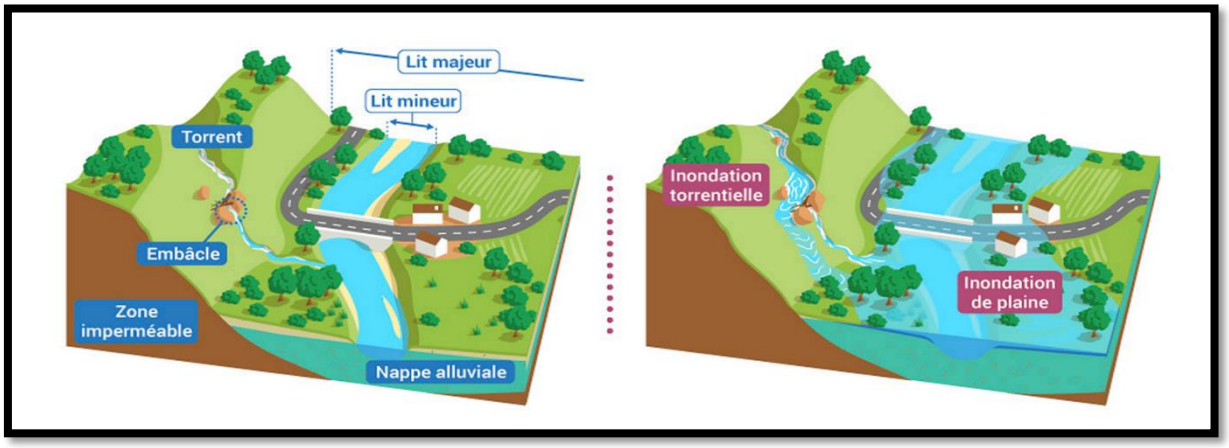


Figure I. 3: Inondation torrentielle.

I.2.2.4. La montée lente des eaux en région de plaine ou de nappe affleurante :

- Les inondations de plaine : la rivière sort de son lit lentement et peut inonder la plaine pendant une période relativement longue.
- Les inondations par remontée de nappe :Après la pluie, une partie de l'eau s'infiltre jusqu'à finir dans les nappes phréatiques. Les nappes phréatiques sont des masses d'eau contenues dans les fissures du sol. La pluie recharge donc la nappe. L'accumulation des pluies fait augmenter le niveau de l'eau. Lors de très fortes perturbations, l'eau resurgit à la surface de la terre à cause d'un trop plein d'eau.

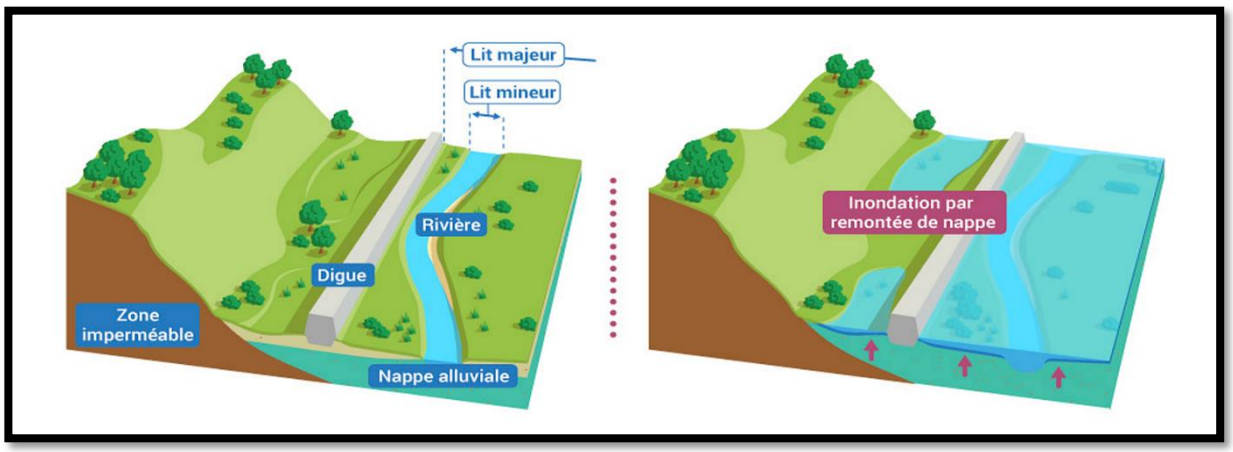


Figure I. 4: L'inondation par remontée de nappe.

I.2.2.5. Les inondations par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique :

Cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité d'eau munit d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tous sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables. La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

I.3. Les crues :

Elles correspondent à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. Ce débit dépasse plusieurs fois le débit moyen qui peut être à l'origine d'inondation. Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations du débit en fonction du temps, elle se définie par : sa genèse, sa durée, sa fréquence et son débit de point.

Les crues sont de trois types :

- Les crues d'averses : ce sont les crues les plus connus et plus répandues.
- Les crues de fonte de neige : caractéristiques aux régimes climatiques.
- Les crues d'embâcles : généralement dues aux blocs de glaces ou troncs d'arbres qui s'accumulent formant des petits barrages et provoquant des inondations à l'amont. La débâcle est l'effet de la rupture de ces petits barrages résultant des inondations à l'aval.

Elles peuvent aussi être classées en trois grands types en fonction de leur importance et l'intervalle de récurrence :

- Les crues décennales :sont des crues moyennes à fortes (statistiquement, chaque année, il y a une chance sur dix pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé).
- Les crues centennales :sont des crues fortes à très fortes (statistiquement, chaque année, il y a un risque sur cent pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé).
- Les crues milléniales :sont des crues exceptionnelles (statistiquement, chaque année, il y a une chance sur mille pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé).

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, milléniale, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants.
L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue.

I.4. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau :

I.4.1. Lit d'un cours d'eau :

Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitairement.

I.4.1.1. Lit mineur :

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

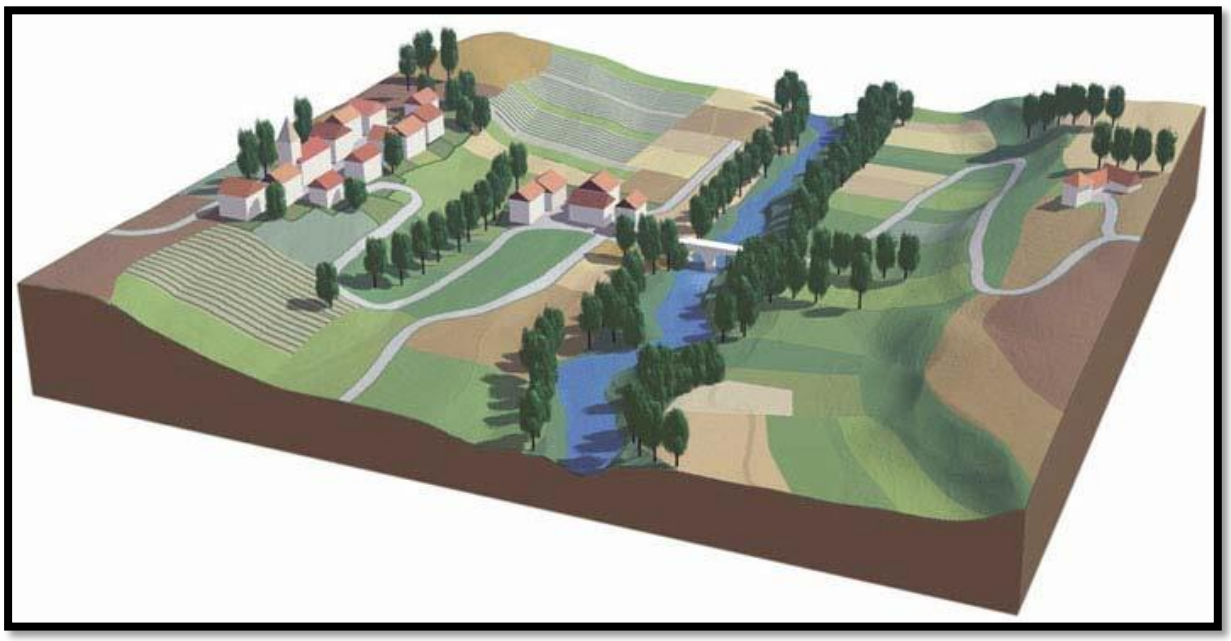


Figure I. 5: Lit mineur.

I.4.1.2. Lit moyen :

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylvesur lequel s'écoulent les crues moyennes.

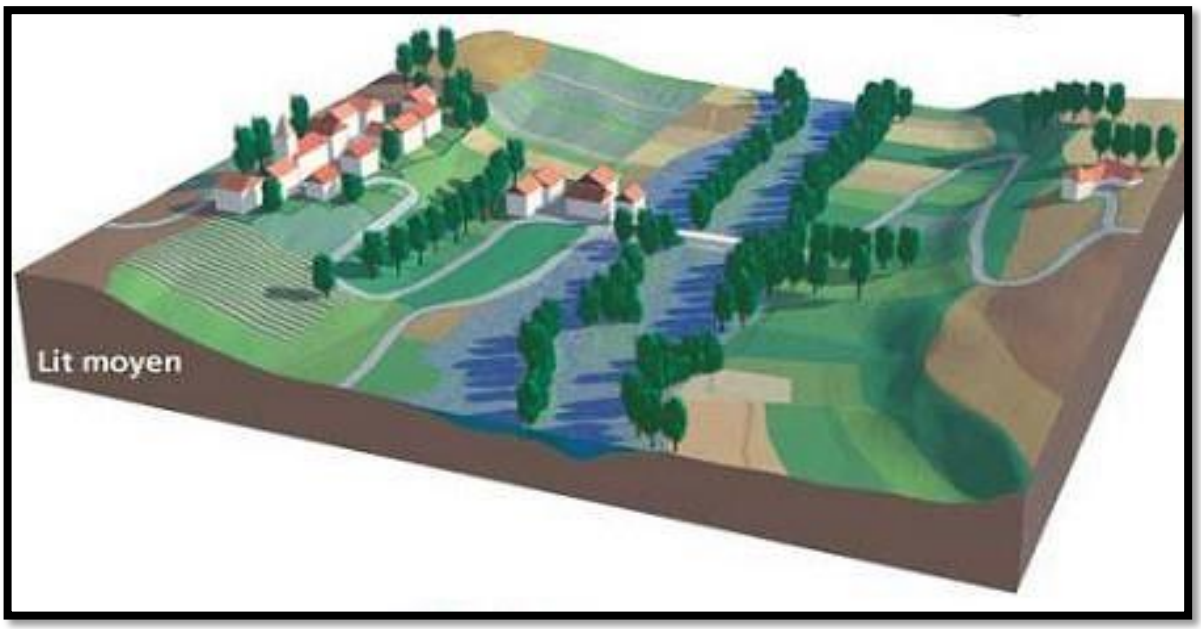


Figure I. 6: Lit moyen.

I.4.1.3. Lit majeur :

Il comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles. Le lit majeur fait partie intégrante de la rivière. En s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même.

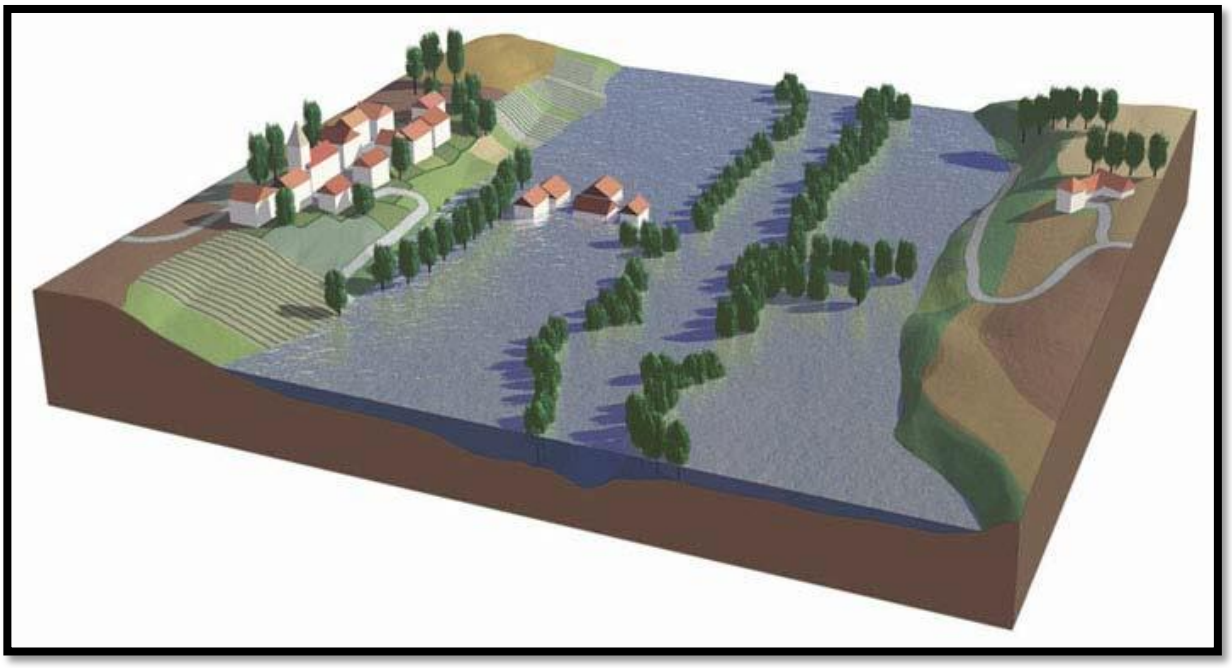


Figure I. 7: Lit majeur.

I.4.2. Rive- Berge :

Une berge est le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur et le lit majeur, une pente naturelle aménagée ou entièrement artificielle en contact avec l'eau de la rivière. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatiques et terrestres. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

I.4.3. Ripisylve :

La ripisylve décrit l'ensemble des formations boisées (arbres, arbustes, buissons) qui se trouvent aux abords d'un cours d'eau. L'absence de ripisylve favorise l'érosion et le déplacement du cours d'eau.

I.4.4. Alluvions et Substratum :

Une alluvion est un dépôt de sédiments, tels du sable, de la vase, de l'argile, des galets, du limon ou des graviers, transportés par de l'eau courante. Les alluvions peuvent se déposer dans le lit du cours d'eau ou s'accumuler au point de rupture de pente. Dans certaines vallées ces alluvions constituent une couche géologique qui peut contenir de l'eau sous forme de nappe phréatique ou d'aquifère.

I.5. Les causes des inondations :

- Causes naturelles : liées aux aléas climatiques et aux phénomènes météorologiques.
- Causes anthropiques: implantations humaines inadaptées dans une plaine d'inondation ou en zone inondable, le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et dégradation des sols.
- Cause humaines directes: liées aux activités humaines.
- Causes humaines indirectes : liées aux modifications climatiques causées par l'être humain.

I.6. Connaissance du risque inondation :

Le risque d'inondation reste aujourd'hui le risque le plus répandu, il dépend du phénomène naturel (aléa, par exemple la rivière qui déborde) mais aussi de l'ensemble des personnes, biens et activités économiques susceptibles d'en être affectés (enjeux). Ce risque résulte ainsi du croisement entre l'aléa inondation et les enjeux exposés.
La réaction face à ce risque d'inondation a consisté pendant plusieurs décennies à lutter contre les crues qui signifiait d'abord que l'on cherchait à agir sur le phénomène naturel la crue – et uniquement sur lui, c'est -à-dire sur une seule composante du risque « l'aléa » et non sur les enjeux ou leur vulnérabilité.

Le risque est défini comme résultant de deux facteurs réputés indépendants que sont l'aléa et la vulnérabilité.

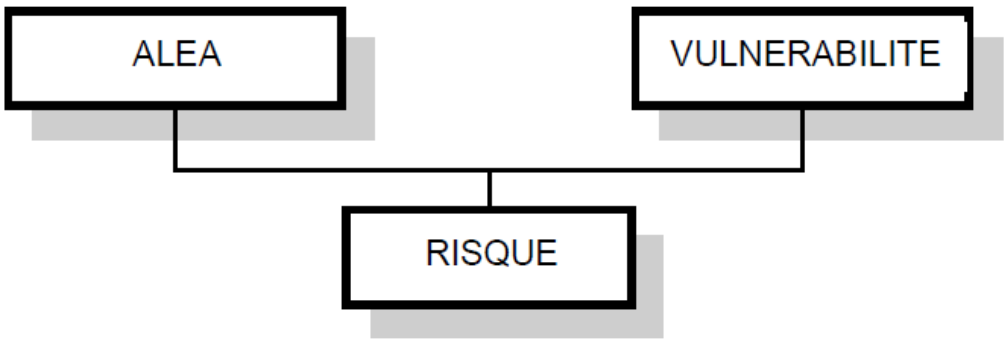


Figure I. 8: définition du risque.

I.6.1. Risques majeurs – inondations :

Les types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles:

- Risques naturels : avalanche, feu de forêt, inondation, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique.
- Risques technologiques : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...

- Risques de transports collectifs (personnes, matières dangereuses) : sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident.
- Risques de la vie quotidienne : accidents domestiques, accidents de la route...
- Risques liés aux conflits.

I.6.2. Connaissance de l'aléa « inondation » :

I.6.1.1. Aléa :

Un aléa est un phénomène dangereux, une substance, une activité humaine ou une condition pouvant causer des pertes de vies humaines, des blessures ou d'autres effets sur la santé, des dommages aux biens, des pertes de moyens de subsistance et des services, des perturbations socio-économiques, ou des dommages à l'environnement. (Définition de la stratégie internationale de prévention des catastrophes des Nations unies). Dans notre cas où le risque est l'inondation l'aléa n'est que le phénomène naturel de crue non maîtrisable d'occurrence et d'intensité aléatoires. L'estimation de la probabilité d'occurrence passe par l'analyse statistique de longues séries de mesures. Elle s'exprime généralement par une période de retour, qui correspond à la durée moyenne séparant deux occurrences du phénomène. L'intensité d'un phénomène d'inondation peut se caractériser en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'écoulement.

I.6.1.2. Vulnérabilité :

La vulnérabilité exprime le niveau d'effet prévisible d'un phénomène naturel (un aléa) sur des enjeux (les sociétés humaines et leurs activités).Elle est aussi définie par la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas, selon NOAA (National Océanique and Atmosphérique Administration). Elle dépend :

- Des enjeux exposés.
- De leur résilience (capacité de l'enjeu à récupérer un fonctionnement normal suite à une inondation).
- De leur résistance face à l'aléa.

I.6.1.3. Enjeux :

L'enjeu correspond à l'exposition des personnes, biens, systèmes, ou autres éléments présents dans les zones d'aléas. Ils sont ainsi soumis à des pertes potentielles. Malgré la présence d'enjeux, il est possible de limiter l'impact de l'aléa sur les enjeux en diminuant la vulnérabilité des personnes et des biens.



Figure I. 9: Les risques d'inondation.

I.7. Lesinondations en Algérie :

Les inondations sont un risque dominant sur le territoire algérien. Elles se manifestent souvent suite aux débordements des cours d'eau habituellement à sec (les oueds) dans les plaines agricoles. Cependant, au cours des dernières décennies, elles apparaissent de plus en plus fréquemment en zones urbaines, causant des pertes humaines et matérielles. Plusieurs régions, de par leur topographie sont menacées par ces catastrophes hydrologiques aussi bien au Nord qu'au Sud. Parmi lesquelles :

- Mois de Novembre 1927 à Mostaganem : 3000 morts, échelle de gravité : 5.
- Le 12 octobre 1971, Azazga (Tizi Ouzou) : 40 décès, des centaines d'habitations Détruites.
- Du 28 au 31 mars 1974 à Tizi Ouzou : 52 décès dans la wilaya, 18000sinistrés, dégâts estimés à 27 millions de DA.
- Le 1er septembre 1980, El-Eulma (Sétif) : 44 décès.
- Le 11 novembre 1982 à Annaba (centre-ville) : 26 décès, 9500 sinistrés, dégâts matériels importants.
- Du 30 janvier au 04 février 1984 à Skikda : 174 maisons démolies, 500 familles sinistrées, terrains agricoles fortement endommagés.
- Du 28 au 30 décembre 1984 à Skikda : 11 décès, immersion de 400 hectares, dégâts évalués alors à 50 millions DA.
- Le 29 décembre 1984 à Jijel : 29 décès, 11000 sinistrés.
- Le 04 octobre 1986 à Sidi Bel Abbes : 1 décès, 200 familles sans abri.
- Le 20 octobre 1993 (ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à QUEDRHIOU (à chlef).
- Mois d'octobre 1994, des inondations ont été signales dans plusieurs régions du pays, bilan 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.

- Le 22 octobre 2000 : des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- Les 09 et 11 novembre 2001 : à BAB EL OUED (Alger), plus de 700 décès, 115 disparus, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels.
- Le 1er octobre 2008 : des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, 84 personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- Le 17 novembre 2004 à Skikda : plus de 100 familles sans abri, 219 familles sinistrées, établissements scolaires fermées (3 lycées, 6 collèges d'enseignement moyen et 4 écoles fondamentales).
- De 06 au 09 mars 2005 au sud (régions d'Illizi, Adrar et Tamanrasset) : 3 décès, 09 disparus et 70 évacués par hélicoptère, routes, agriculture et infrastructures endommagées, plusieurs villages inondés.
- Du 09 au 11 février 2006 à Tindouf : 50 à 60% d'infrastructures détruites aux camps des réfugiés sahraouis (12200 familles sans abri).
- Le 09 octobre 2008 : dans la wilaya D'AÏN DEFLA, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessées parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.
- La nuit du 12 octobre 2008 a été fortement pluvieuse, de 20h45mn à 23h35 mn, de pluie ont été enregistrée, surtout dans les localités de KHEMIS MILIANA et Sidi Lakhdar où la force de l'averse a fait que le revêtement bitumeux de la chaussée en certains endroits a été endommagé, de même que des habitations noyées par des eaux chargées de terre argileuse et de gravier. Des torrents de boue provenant des collines surplombant la ville de KHEMIS MILIANA ont envahi la majorité des quartiers. Même la voie ferrée n'a pas été épargnée par ces inondations.
- Durant ce mois d'Octobre 2008, d'autres crues et inondations sont signalées à Batna (450 km au sud-est d'Alger) où deux personnes ont été emportées par les eaux d'oueds en crue. A Bechar, région habituellement désertique et aride, situé à plus de 1.000 km au sud-ouest d'Alger, au moins huit personnes sont mortes noyées dans des inondations qui l'ont frappé mercredi et jeudi 15 et 16 octobre 2008.
- Le 01 octobre 2008 à Ghardaia : Plus de 34 décès et 50 blessés, maisons effondrées sur leurs habitants, des dizaines de véhicules emportés par les eaux, arbres arrachés, poteaux électriques ensevelis, dégâts aux surfaces agricoles et au cheptel ovin, plus de 1000 maisons inondées dont 600 sont endommagées.
- Le soir du 01 octobre 2011 a été fortement pluvieuse de P=60 mm à la ville d'EL BAYADH, de 17h à 18h30 mn, Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes.

Tableau I. 1: Illustre le nombre de construction par ville construites sur les zones inondables (source :DRE)

Wilaya	Nombre de construction
Chlef	2248
Laghouat	3083
O. El bouaghi	1999
Batna	16261
Bejaïa	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Tiaret	13
Alger	14545 quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	470 (zone à risque très élevé)
Sétif	1261
Saida	976-09 cités
Skikda	4009
S.B. Abbes	576-04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Guelma	360
Constantine	620
Médéa	3075
Mostaganem	1633
Msila	1185
Oran	06 cités
Boumerdés	561
El taref	2370
Tissemsilt	1340
El oued	766
Souk Ahras	La plupart des communes
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain defla	7772
Naama	4924

I.8. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie :

Les causes des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types :

1) Les inondations liées à des situations météorologiquesremarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes, orages violents) tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou.
2) Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les détritus et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières, les cas de la ville de Tiaret inondée presque à chaque hiver.
3) Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des oueds (Bordj Bou Arréridj, Oued R'hiou, Sidi Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla,Batna, Medea). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

I.9. Conclusion :

Les inondations sont l'une des catastrophes naturelles les plus fréquentes. C'est un phénomène occasionnel qui peut noyer de vastes parties du lit majeur ou de la plaine à la suite d'une crue particulièrement importante et du débordement des eaux. C'est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifestera. La dimension des inondations est extrêmement variable : de petites inondations locales à des catastrophes de grande échelle touchant plusieurs pays. Elles peuvent être la résultante de différents évènements. En fonction de la cause, l'inondation survient brutalement ou plus lentement dans la plupart des cas lorsqu'une rivière est en crue.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. Introduction :

La bonne connaissance du milieu physique (zone d'étude) est un moyen d'aide à la compréhension du phénomène étudié et à l'interprétation des résultats obtenus. Cette étape est très importante car ces données nous serviront à entamer l'étude de notre projet

II.2. Situation géographique :

La ville de Bouguirat est située l'extrême Sud-Ouest de la wilaya de Mostaganem à une distance de 20 km de chef-lieu de wilaya. Elle est limitée :

- Au Nord par les communes de TOUAHRIA et SOUAFLIA, au Nord Est par la commune d'OUED SAFSAF.
- A l'est par la commune deYellel (wilaya de Relizane),
- A l'ouest par la commune de SIRAT.
- Au sud par les communes SIDI SAADA (W. RELIZANE) et ElGhomri (W. Mascara**).**



Figure II. 1: Zone de l'étude



Figure II. 2: Vue satellitaire du centre de Bouguirat

Elle est chef - lieu de la commune et chef-Daira englobant trois communes :Sirat, Souaflia et Oued Safsaf, d'une superficie totale de 336 km^2.

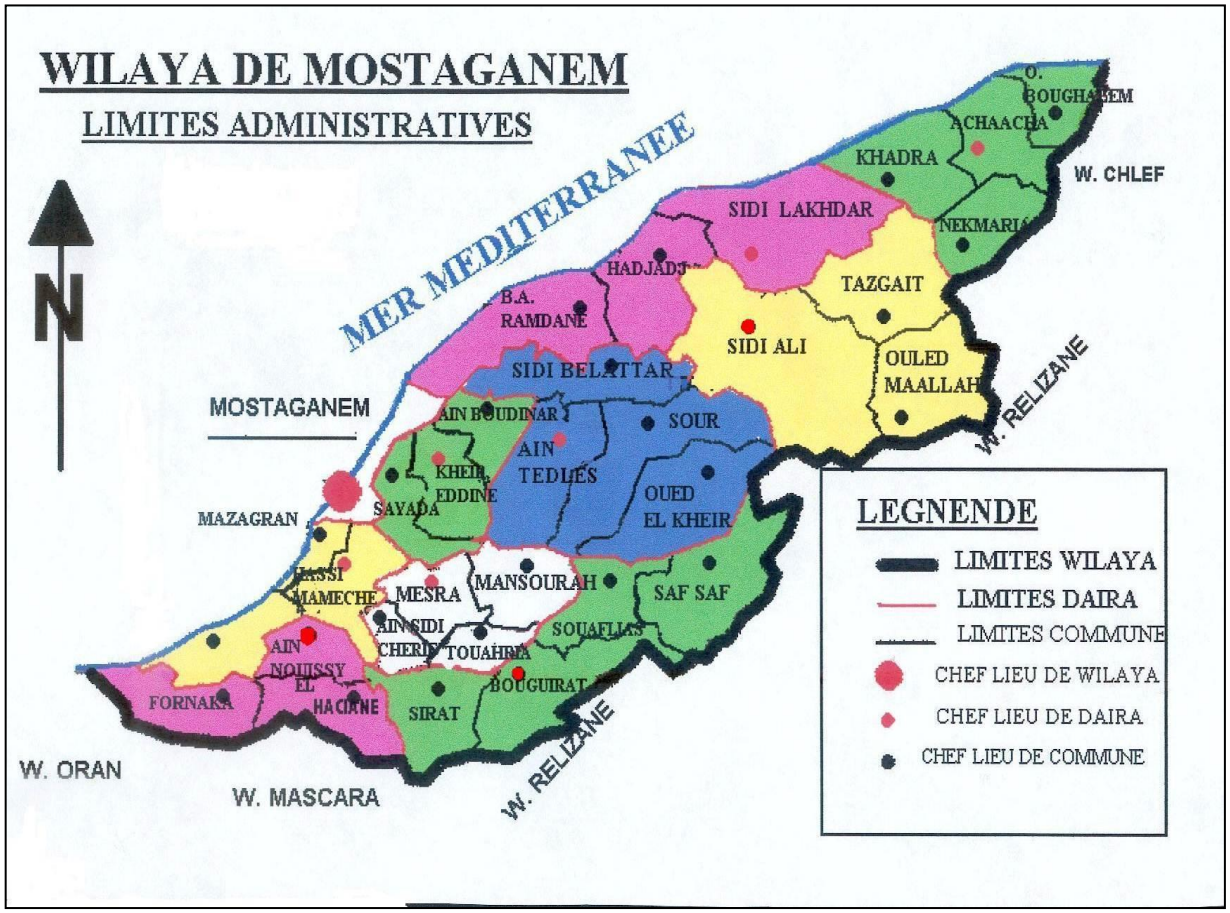


Figure II. 3: découpage administratif de la Wilaya de Mostaganem.

II.3. Evolution de la population :

La population de la région Bouguirat a connu un accroissement important.

Tableau II. 1: répartition et densité de la population estimée au 31/12/2010

COMMUNE	SUPERFICIE (km^2)	POPULATION AU 31/12/2010				DENSITE (Hab/Km^2)
		TOTALE	ACL	AS	ZE	
BOUGUIRAT	97	32 805	9842	2952	20011	338
SIRAT	71	22 784	5468	-	17316	321
SOUAFLIAS	78	18 087	1266	1628	15193	232
SAFSAF	90	14 415	1297	2018	11100	160
S/ TOTAL DAIRA	**336**	**88 091**	**17873**	**6598**	**63620**	**262**

Tableau II. 2: projection de la population.

COMMUNE	RGPH 98	RGPH 2008	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
BOUGUIRAT	26.533	31 469	32 805	33330	33863	34405	34955	35515	36083
SIRAT	17.974	21 677	22 784	23217	23658	24108	24566	25032	25508
SOUAFLIAS	14.315	17 222	18 087	18431	18781	19138	19501	19872	20249
SAF SAF	12.484	13 980	14 415	14588	14763	14940	15119	15301	15485
S/TOTAL DAIRA	**71.306**	**84 348**	**88 091**	**89566**	**91065**	**92591**	**94141**	**95720**	**97325**

II.4. Données géomorphologiques :

II.4.1. Relief :

La région de Boughirat se caractérise par un relief plat constitué par des plaines, qui s'inscrivent entre les courbes de niveau 50-300m. Le relief est relativement varie entre la cote 326m et la cote 68 m, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante. D'une façon générale le relief se distingue par :

- Des plaines au nord, l'ouest et au sud
- Une chaine de montagnes au nord- ouest et sud -Est

II.4.2. Pente et altitudes :

Bouguirat est une partie de la plaine de Bordjias avec une pente très faible, 97 % de la surface totale de la commune ne dépasse pas 3°, et une altitude moyenne H_{moy}= 147m (altitude maximale H_{max}= 702 m et une altitude minimale H_{min}= 4m.

II.4.3. Végétation :

La région de Bouguirat possède des potentialités agricoles importantes. La superficie agricole est estimée à 7373 ha (2010). Bouguirat se trouve dans la zone où le maraîchage et les fourrages ont les plus hauts rendements.

Cependant les céréales et la vigne restent les grandes cultures du point de vue de l'occupation des terres. Le maraîchage s'est développé avec la pratique sous- serres, l'arboriculture est faible. On constate également la présence de forets au Sud-Ouest 107 ha d'exploitation forestière.

Le couvert végétal d'un bassin versant donné, joue un rôle primordial dans la régularisation des écoulements, la sauvegarde des tracés naturels des cours d'eau, le maintien et la stabilité du sol par :

- ✓ L'augmentation du phénomène d'infiltration.
- ✓ L'amortissement du flux.
- ✓ La diminution du phénomène de l'érosion.
- ✓ En enfin la diminution du volume de la crue.

II.5. Données climatologiques :

II.5.1. La pluviométrie :

II.5.1.1. Pluies annuelles :

La situation dans la zone du Tell affecte à la commune le climat géographique de cette zone, climat caractérisé par deux saisons : une saison pluvieuse de novembre à Mars, et une saison sèche d'Avril à Octobre.

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le tableauII-3**.** Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station :Bouguirat.

C'est la station la plus proche de la zone de l'étude. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

Tableau II. 3: Caractéristique climatologique de la station

Nom de la station	Code	Coordonnées (km)	ALT (m)	Années d'observation
BOUGHIRAT	***111609***	X=272.25 Y=273.15	85	1979-2009

II.5.1.2. Répartition mensuelle :

La répartition mensuelle a été déterminée à partir des données observées sur une période de référence allant de 1987 à 2009.

Tableau II. 4: Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Bouguirat.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Jui	Juill	Août	Moy
P(mm)	14,38	23,06	51,64	43,30	41,5	34.4	32,42	35,67	24,07	2,47	1,03	2,27	306,5

Il pleut en moyenne 66 jours par an, avec un maximum en février (09 jours) et un minimum en juillet (01 jour) et août (02 jours).

Tableau II. 5: Nombre moyen de jours de pluie

JANV	FEV.	MARS	AVR.	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEP.	OCT.	NOV.	DEC.	MOY.
8	9	7	7	6	2	1	2	3	6	7	8	5.5

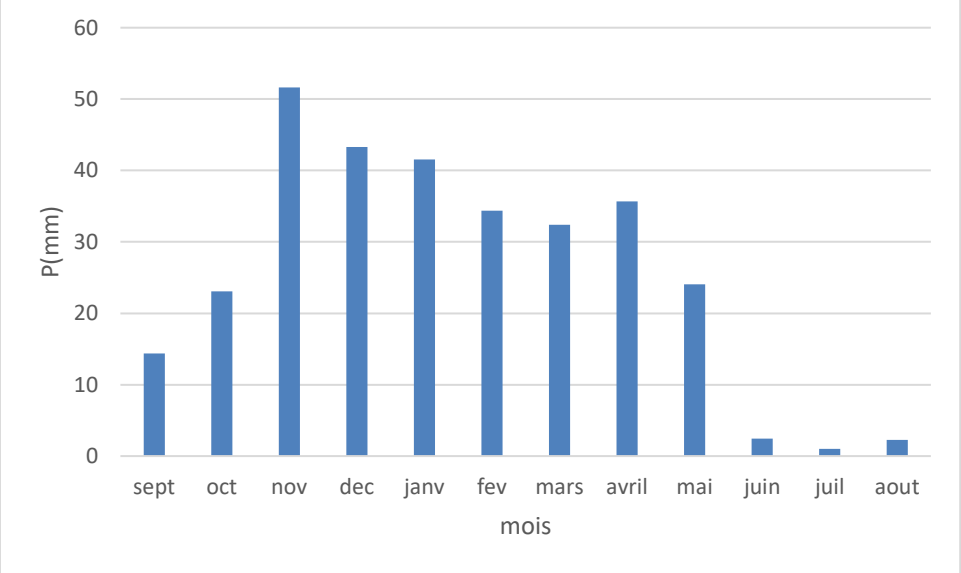


Figure II. 4: Répartition mensuelle des pluies station BOUGHIRAT

II.5.2. Le vent :

La vitesse du vent dans la région ne dépasse pas 1.98m/s. la vitesse moyenne la plus petite est égale à 1.31m/s.

Tableau II. 6: vitesse de vent Bouguirat (2004-2014).

Mois	Jan	Fév	Mar	avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Le vent	1,85	1,98	1,84	1,59	1,54	1,28	1,33	1,38	1,45	1,31	1,52	1,54	1.55

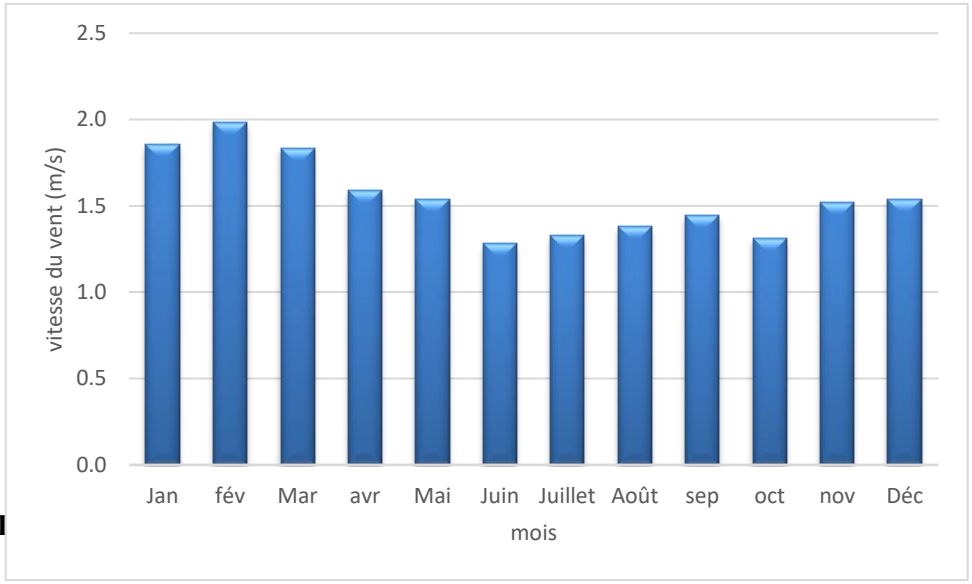


Figure II

Figure II. 5: Fréquence des directions du vent

Tableau II. 7: Fréquence des directions du vent

DIRECTION	N	NE	E	SE	S	SW	W
A 7 heures	2	8	28	13	20	16	10
A 13 heures	12	43	3	1	2	6	24
A 18 heures	8	41	25	1	2	5	22

Il est remarqué que les vents dominants à 7 heures sont ceux de l'Est. Ces derniers changent de cap vers le Nord-Est à 13 h et 18 h. Les vents dominants sont ceux de l'Ouest et du Nord-Est, plus rarement ceux du Nord, ils apportent la pluie.

II.5.3. Le sirocco :

Tableau II. 8: Nombre moyen de jours de Sirocco.

STATIONS	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	MOY
Mostaganem	**0,0**	**0,1**	**0,2**	**0,1**	**0,9**	**1,1**	**1,4**	**1,0**	**1,8**	**1,4**	**0,5**	**0,1**	**8,9**
Cap IVI	**0,3**	**0,9**	**1,2**	**1,1**	**1,4**	**1,9**	**3,2**	**3,5**	**2,4**	**1,4**	**0,9**	**0,3**	**18,5**

Il provient du sud et présente une fréquence de l'ordre de 8 j/an à Mostaganem et de 18 jours/an à cap Ivi. Les jours de Sirocco sont relevés au printemps et en été.

II.5.4. La température :

La région en hiver est particulièrement douce. Les températures minimales tombent rarement en dessous du zéro. La douceur de l'hiver permet un allongement de la période végétative favorable à certaines cultures.

Climatologique de l'office national de météorologie (ONM)à savoir la station de Bouguirat pour une période d'observation allant de (2004/2005-2013/2014).Les caractéristiques de cette station figure dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 9: Température

Station	Mois/Tc°	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M
Station bouguirat	Tmoy	11,2	11,7	13,6	16,51	18,9	22,9	25,8	25,89	23,2	19,3	14,7	11,8	17,9

Le tableau montre la température moyenne annuelle est égale à 17.9°C , Le minima moyen 11.2C^0 en hiver (janvier) et Le maximum moyen est 25.89°c en été .

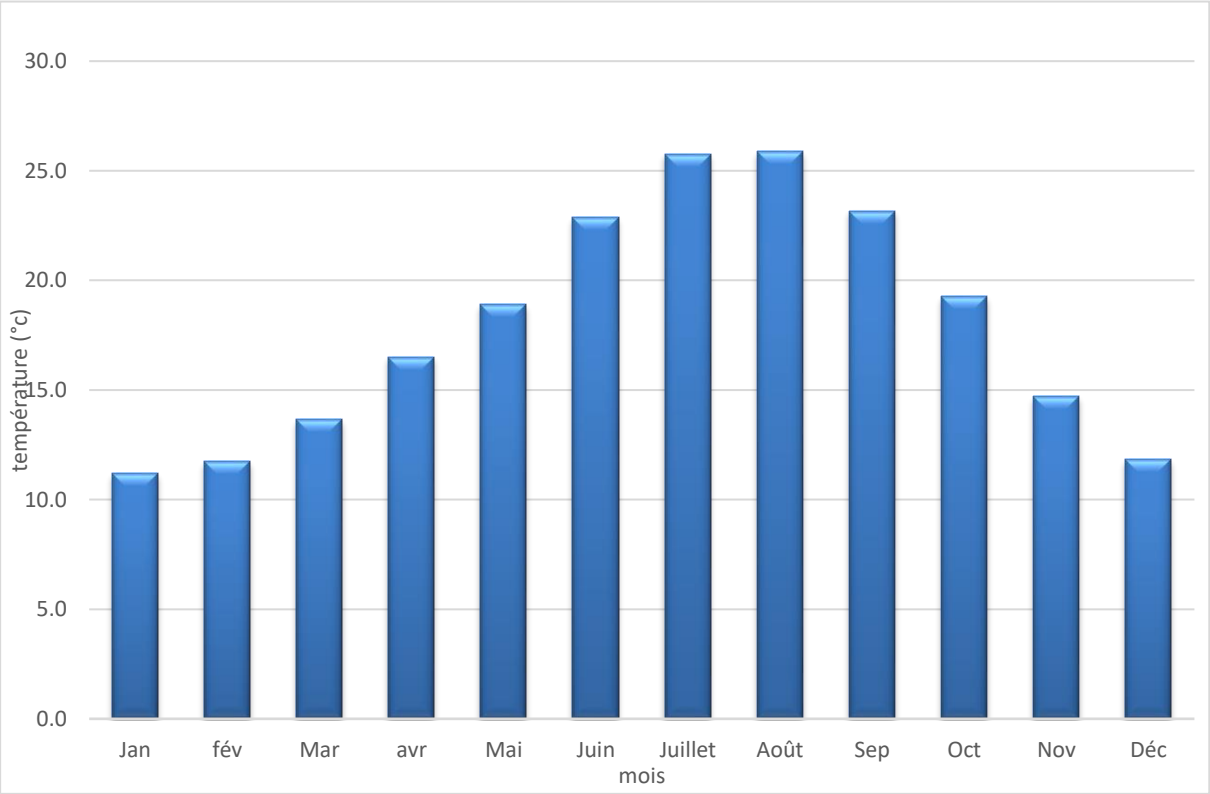


Figure II. 6: Diagramme répartition mensuelle des températures

II.5.5. L'humidité de l'air :

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 74.45% celle du maximum est 80.4% (mois de Janvier) alors que l'humidité minimale est de68.45% relevée durant le mois de juin. Le tableauII-10 présente les valeurs moyennes de la station de Bouguirat période (2004-2014).

Tableau II. 10: Humidité relative moyenne en %

Station	Mois	Jan	Fév	Mars	avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M
Station Bouguirat	H (%)	80,3	76,5	76,8	73,9	71,5	68,5	68,9	69,3	73,5	75,7	78,7	79,8	74,4

L'air atmosphérique contient une proportion variable de vapeur d'eau, cette variabilité dans l'espace et dans le temps est dû principalement à la température. Cette vapeur d'eau qui alimente les précipitations absorbe en outre les radiations de grandes longueurs d'ondes émises par la terre et l'empêche de se refroidir la nuit en lui renvoyant la chaleur par rayonnement.

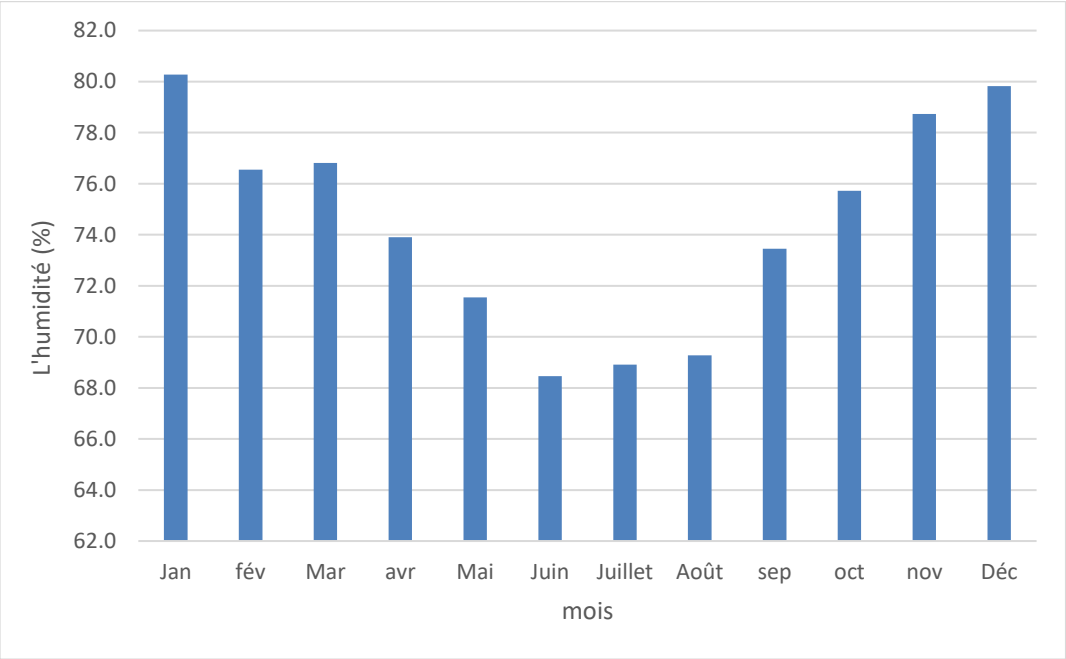


Figure II. 7: Répartition mensuelle de l'humidité

II.5.6. La gelée :

Tableau II. 11: Nombre de jours de gelée

MOIS	JANV.	FEV.	MARS	AVR.	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEP.	OCT.	NOV.	DEC.
N J	4	2	2	0	0	0	0	0	0	0	2	10

Les jours de gelées sont relevés du mois de décembre au mois de mars (gelée hivernale). Le maximum d'apparition de ce phénomène et en janvier (environ 04 jours).

II.5.7. Le brouillard

Tableau II. 12: Nombre de jours de brouillard

MOIS	JANV	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
N J	1	1	2	1	1	1	1	1	2	2	1	1

Ce phénomène est observé durant toute l'année (1 à 2 jours de brouillard par mois).

II.5.8. L'insolation :

Tableau II. 13: Durée moyenne d'insolation (en heure)

MOIS	JANV.	FEV.	MARS	AVR.	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEP.	OCT.	NOV.	DEC.
I	186,90	177,40	238,90	244,80	288,6	285,5	313,10	294,5	255,70	225,90	181,1	175,80

Ce paramètre varie globalement avec les saisons. Il atteint son maximum en été et son minimum en hiver. Il varie entre autres avec la couverture nuageuse.

L'insolation maximale a été observée au mois de juillet (313,1 h au total par mois soit 10 h en moyenne/j) et le minimum d'ensoleillement en décembre (157,8 h/mois soit 6 h/j en moyenne).

II.6. Données géologiques :

II.6.1. Géologie régionale :

La géologie régionale est composée de deux types de formations qui se résument ainsi :

Tableau II. 14: la géologie régionale

Type de formation	Etage	Description lithologique
Formation Allochtones (Formation ancienne)	DU TITHONIQUE AU CRETACE SUP.	Elles sont composées de Flysch, Pelites, grés quartzites et marnes. Elles affleurent dans l'extrême Nord-Ouest du groupement (commune de Mostaganem)
Formation Autochtones (Formation récente)	MIOCENE	Il est représenté par : - Formation laguno-continental formée par des argiles, calcaires, marnes rouges, conglomérats et gypse. - Formation marine composée de Marnes et argiles à gypse. Ces formations affleurent dans le Nord et le Nord-Ouest du groupement (commune de Mostaganem)
	PLIOCENE	- Il est représenté par une formation marneuse bleue altérée en blanc. - Il affleure entre la ville de Mostaganem et le centre de Oureah suivant une direction parallèle à la côte. - Grés et sables marins affleurent au Nord du groupement.

	QUATERNAIRES	Il est très hétérogène et couvre la quasi-totalité de l'espace du groupement. Il est composé de formations marines et continentales. - Formations Marines : Appartenant au sous étages CALABRIEN, ces formations sont transgressives et discordantes sur le dépôt marin du Miocène. Elles débutent par de0s grés jaunâtres vacuolaires à ciment calcaire et lumachelle. Localement ces grés s'intercalent avec des couches sableuses et argilo-sableuses. - Formations continentales : Elles sont représentées par des grés dunaires à stratification entrecroisée et de limon sableux résultant de la désagrégation des formations marines. Cette formation et couverte localement par une croûte calcaire blanchâtre.
	Alluvions	Alluvions récentes et anciennes constituées de dunes de sables et grés de plage.

II.6.2. Géologie du site :

La zone de Bouguirat se trouve dans la plaine de Bordjias qui fait partie du bassin versant de laMactaâ . C'est une plaine alluviale, entourée de tous les côtés par des collines et des montagnes sauf au Nord ou elle est séparée de la mer par un cordon de dunes de 20 à 30 m de hauteur. La zone favorise des dépôts marins de type lagunaire à cause de l'absence de barrière topographique. La zone est caractérisée par des cônes de déjection actuels des oueds d'apports alluvionnaires et des colluvions vers l'aval.

Des bas-fonds sans végétation indiquent la présence de sels solubles accumulés engrande partie à la suite du lessivage des formations périphériques. Des dépôts salins sontcausés par l'intensité de l'évaporation. Des bas-fonds à encroûtement calcaire sont provoquéspar les variations de niveau de la nappe chargée en carbonate ; parfois l'encroûtement y estgypseux si la nappe est sulfatée. Des bas-fonds peu salés marécageux constituent la plainesbara (Mactaâ). C'est une zone alluviale due à l'érosion hydrique éolienne.

Au Nord les produits à remaniement éoliens recouvrent le sol qui est peu profondconstitué par des bas-fonds à encroutement, au sud et au Sud-Ouest existent de véritablesbas-fonds formés d'alluvions salés d'ouedMekhouf marqués actuellement par unevégétation halophyte. C'est une zone inondée pendant la période des hautes eaux avecdominance d'argile, au Nord-Ouest les marais haciane, zone salée presque plate peuplée devégétaux halophytes, avec une texture argileuse au Nord-Est et sabloargileuse au Nord-Ouest, avec des dépôts éoliens de sable en surface (source agro-pédologique de bordjias).

II.7. Une hydrogéologie correspondante :

Tableau II. 15: l'hydrogéologie correspondante (source agro-pédologique de bordjias).

Etage	Lithologie	Hydrogéologie
TETHONIQUE AU CRETACE SUP.	Flysch, petites, grés, quartzites et marnes.	Perméabilité faible, pas de ressource en eau souterraine.
MIOCENE	Argiles, marnes rouges, calcaires, conglomérats, argiles à gypses	Perméabilité très faible Constitue le substratum de la nappe du plateau.
PLIOCENE	Marnes bleues	Perméabilité faible, constitue avec les formations du miocène le substratum de la nappe du plateau
QUATERNAIRE	Sables limons sableux dans les cuvettes, croûtes greso-calcaires et grés jaunâtres vacuolaires à ciment calcaire.	Bonne perméabilité, constitue le réservoir principal de la nappe du plateau. Epaisseur variable 20 à 90 m.
	Dunes de sables actuelles et anciennes	Nappes phréatiques alimentée par les précipitations et la nappe du plateau par l'intermédiaire des sources ou directement quand le substratum pliocène est affaissé.

II.8. Sismicité :

Le zonage sismique du territoire Algérien montre que la zone tellienne dont fait partie la wilaya de Mostaganem, notamment sa frange littorale est soumise au degré d'aléas sismiques le plus élevé. La carte proposée par le CRAAG la classe au niveau 03 dont l'intensité maximale attendue est comprise entre 9 et 10.

Des dispositions urgentes et particulières s'imposent pour le groupement et même pour toute la wilaya tant au plan des réalisations parasismiques, surtout que le sol présente une hétérogénéité géotechnique horizontale ou verticale, qu'au plan du renforcement des moyens de prévention et de gestion des catastrophes naturelles.

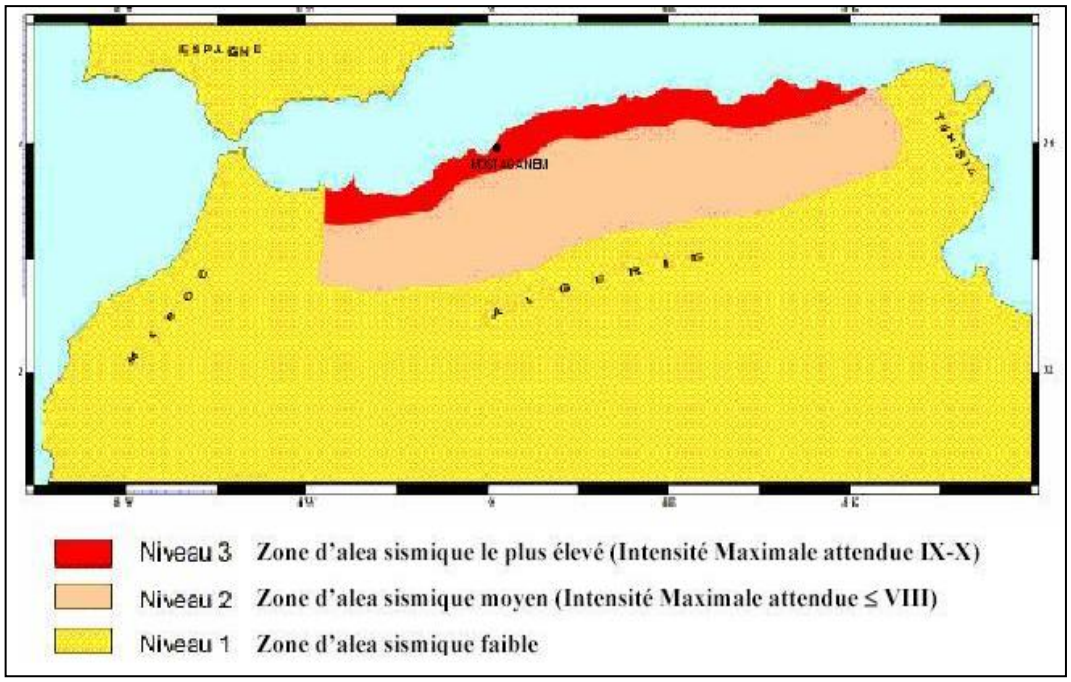


Figure II. 8: vulnérabilité de la wilaya à la sismicité

II.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de collecter les données nécessaires de la région d'étude. La région d'étude est caractérisée par la diversité de son relief, et de ses unités physiques et de couvert végétal. Ces unités recèlent des potentialités caractéristiques aussi bien naturelles ou physiques qu'humaines pour un développement intégré. Le climat est de type semi-aride. Les sols sont très divers et sont confrontés à une morphodynamique intense, elle est très variée aussi bien dans ses formes, ses modalités que de son ampleur. L'occupation du sol montre elle aussi une grande diversité et constitue l'une des caractéristiques marquantes des unités morphopédologiques.

Chapitre III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Les études hydrologiques sont très indispensables, elles ont pour objectif d'étudier les conditions d'écoulement d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage hydraulique. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. Cette étude détermine les paramètres hydrologiques nécessaires à l'aménagement à l'effet d'assurer la protection contre les inondations de la ville de BOUGHIRAT, et les périmètres agricoles du côté Nord, et Nord Est qui sont exposés aux risques des inondations provoquées par le non maitrise des eaux de ruissellement des sous bassins.

III.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant :

III.1.1. Bassin versant :

Un bassin versant est un territoire qui draine l'ensemble de ses eaux vers un exutoire commun, cours d'eau ou mer. Il est limité par des frontières naturelles : les lignes de crêtes ou lignes de partage des eaux. De part et d'autre de ces lignes, les eaux des précipitations et des sources, ainsi que tous les éléments dissous ou en suspension (sédiments, pollution...), s'écoulent vers des exutoires séparés.

Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors du bassin versant topographique.

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.

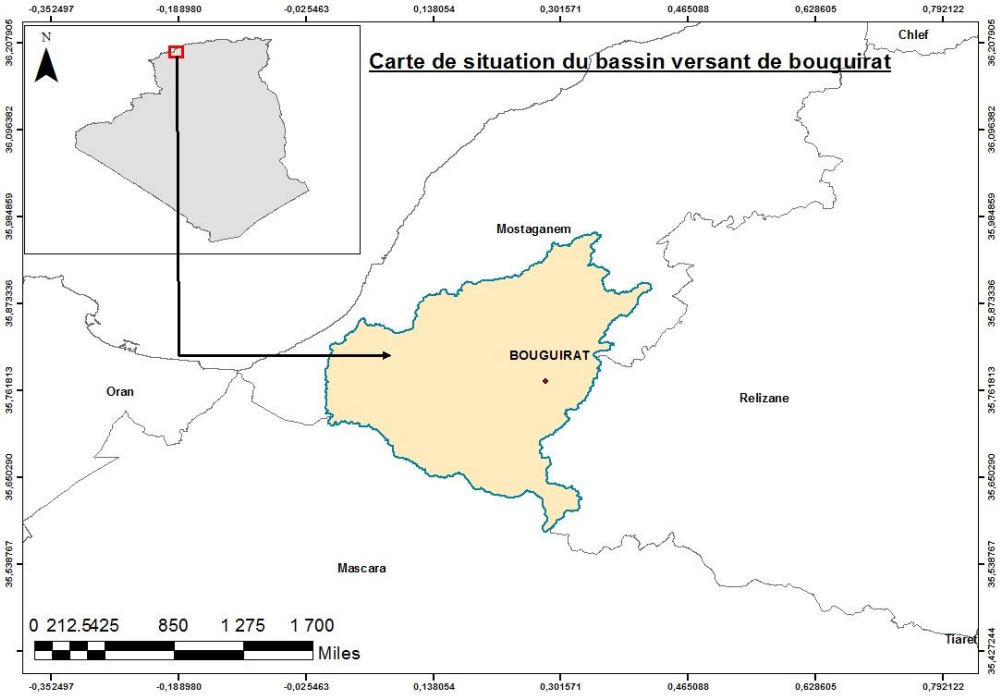


Figure III. 1: carte de situation du bassin versant de bouguirat.

III.1.2. Caractéristiques morphologiques du BV :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été déterminés par l'utilisation du logiciel Arcgis.

III.1.2.1. Caractéristiques géométriques :

Elles sont obtenues par logiciel Arcgis.

- La surface du bassin versant : C'est la superficie obtenue après la délimitation du bassin versant. C'est un paramètre très important dans le calcul hydrologique.le bassin versant occupe une superficie de : (calculée par Arcgis)

$$S = 787.934 \ Km^2$$

- Le périmètre du bassin versant : Le périmètre du bassin versant correspond à sa limite extérieure, il est de : (calculé par Arcgis)

$$P = 188.879 \ Km$$

III.1.2.2. Caractéristiques de forme :

III.1.2.2.1. Indice de compacité de Gravelius (K_c) :

Appelé aussi indice de forme, caractérise la forme du bassin versant et exprime son allongement. C'est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon R ayant la même superficie S que le bassin.

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Longrightarrow \quad K_c = 0.282\frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

K_c : Indice de Gravilius.

P : Périmètre du bassin versant [Km].

S : Surface du bassin versant [Km^2].

III.1.2.2.2. Rectangle équivalent :

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les basins versant du point de vueinfluence de la forme sur l'écoulement.

Les dimensions sont tirées comme suite :

$$\begin{cases} S = L_r \times l_r \\ P = (L_r + l_r) \times 2 \end{cases}$$

Avec L_r : Longueur du rectangle équivalent.

l_r : Largeur du rectangle équivalent.

Et on a :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L_r = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l_r = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.128}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right)$$

III.1.2.2.3. Indice d'Horton :

Il exprime le rapport entre la largeur moyenne du bassin versant et la longueur du cours d'eau principal.

$$K_h = \frac{S}{L^2}$$

Avec :

K_h : Indice d'Horton.

S : Surface du bassin versant (km²).

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

III.1.2.2.4. Coefficient d'allongement :

C'est le rapport entre la longueur du talweg principal et la surface du bassin versant. Il est calculé par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S}$$

Avec :

C_a: Coefficient d'allongement.
S : Surface du bassin versant (km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

Application numérique :

Le tableau suivant résume les résultats des caractéristiques cités :

Tableau III. 1: les résultats des caractéristiques cités.

Surface(Km²)	Périmètre(Km)	L.talweg(Km)	K_c	Lr	l_r	K_h	C_a
787.934	188.879	24.45	1.897	85.161	9.252	1.318	0.758

III.1.2.3. Caractéristiques du relief :

III.1.2.3.1. Courbe hypsométrique :

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.

Le but recherché est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

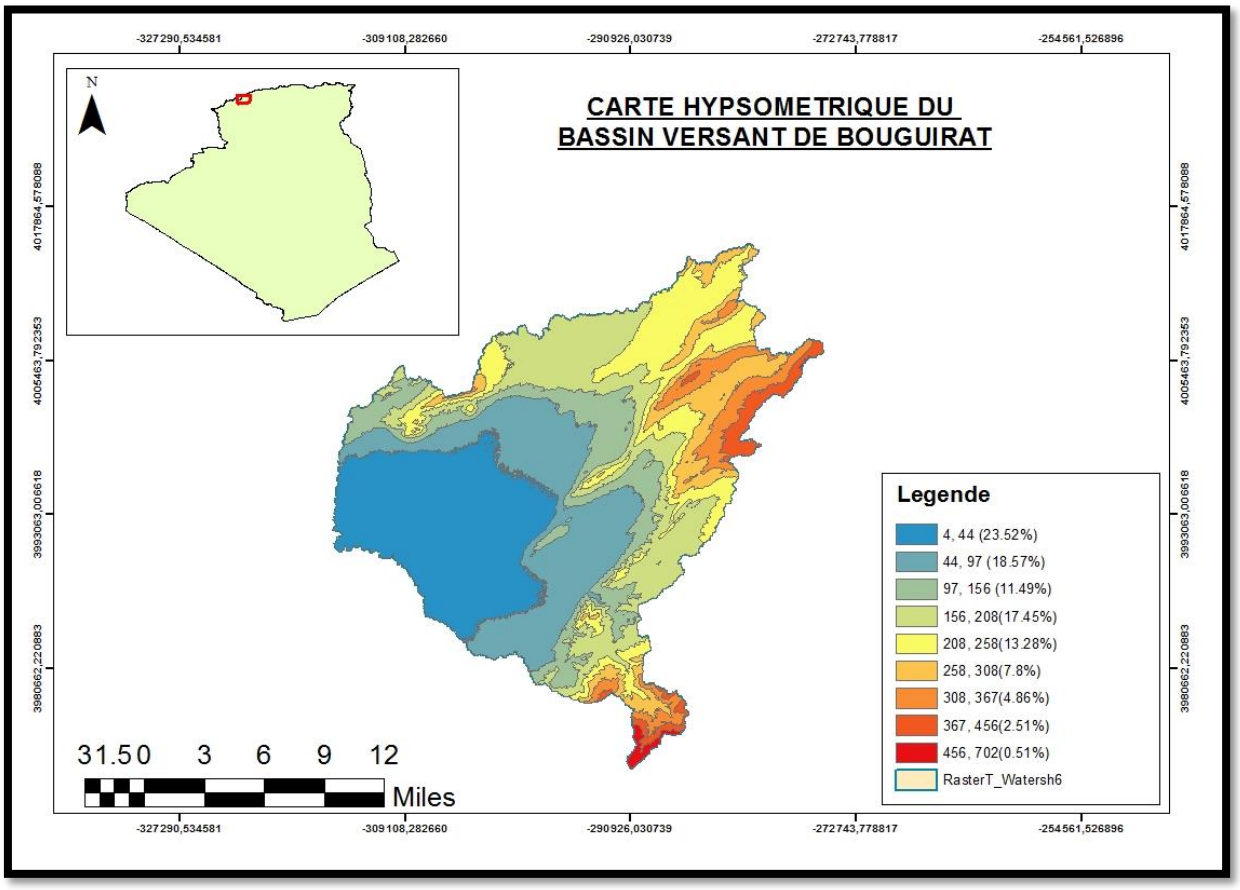


Figure III. 2: carte hypsométrique du bassin versant de bouguirat.

Tableau III. 2: Paramètres hypsométriques du bassin versant

Altitudes		H_i (m)	Surfaces (Km²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (Km²)	Surfaces partielles cumulées (%)
FROM	TO					
4	44	24	185.335	23.52%	185.335	23.52%
44	97	70.5	146.347	18.57%	331.682	42.09%
97	156	126.5	90.558	11.49%	422.240	53.58%
156	208	182	137.469	17.45%	559.709	71.03%
208	258	233	104.649	13.28%	664.358	84.31%
258	308	283	61.470	7.80%	725.828	92.11%
308	367	337.5	38.320	4.86%	764.148	96.97%
367	456	411.5	19.772	2.51%	783.921	99.48%
456	702	579	4.000	0.51%	787.920	99.99%

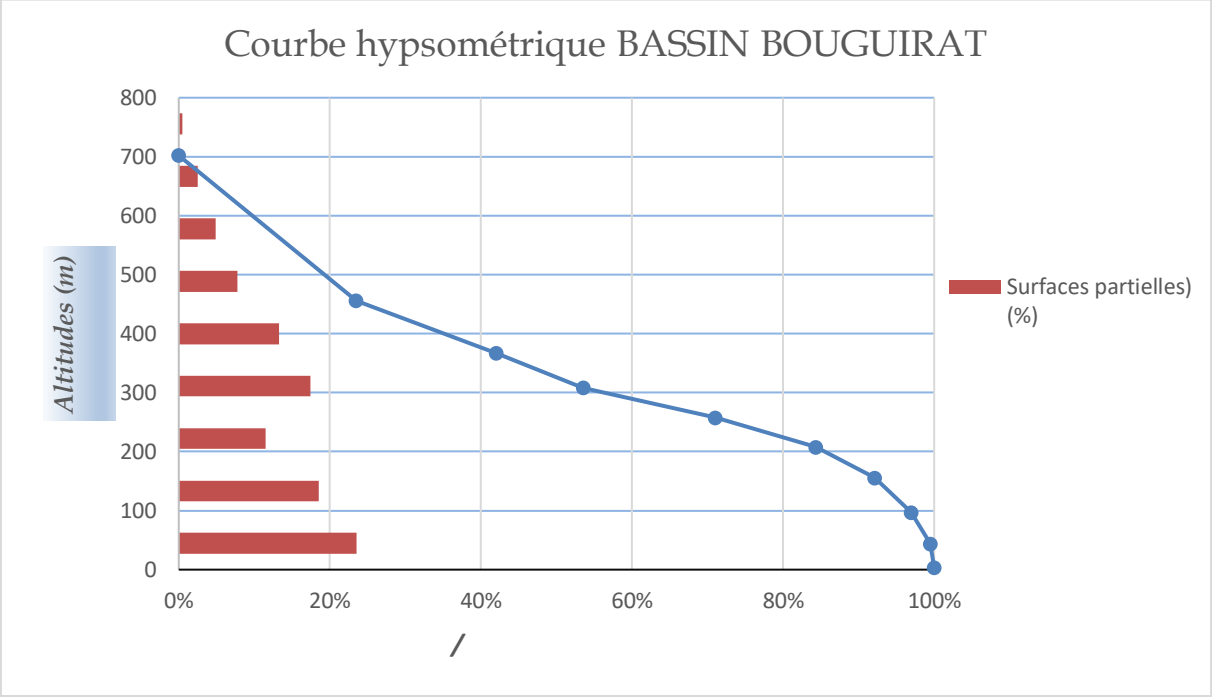


Figure III. 3: Courbe hypsométrique du bassin versant.

III.1.2.3.2. Longueur du talweg principal :

La longueur du talweg principal est calculée à partir du logiciel Arcgis :

L = 24.45 Km

III.1.2.3.3. Les altitudes :

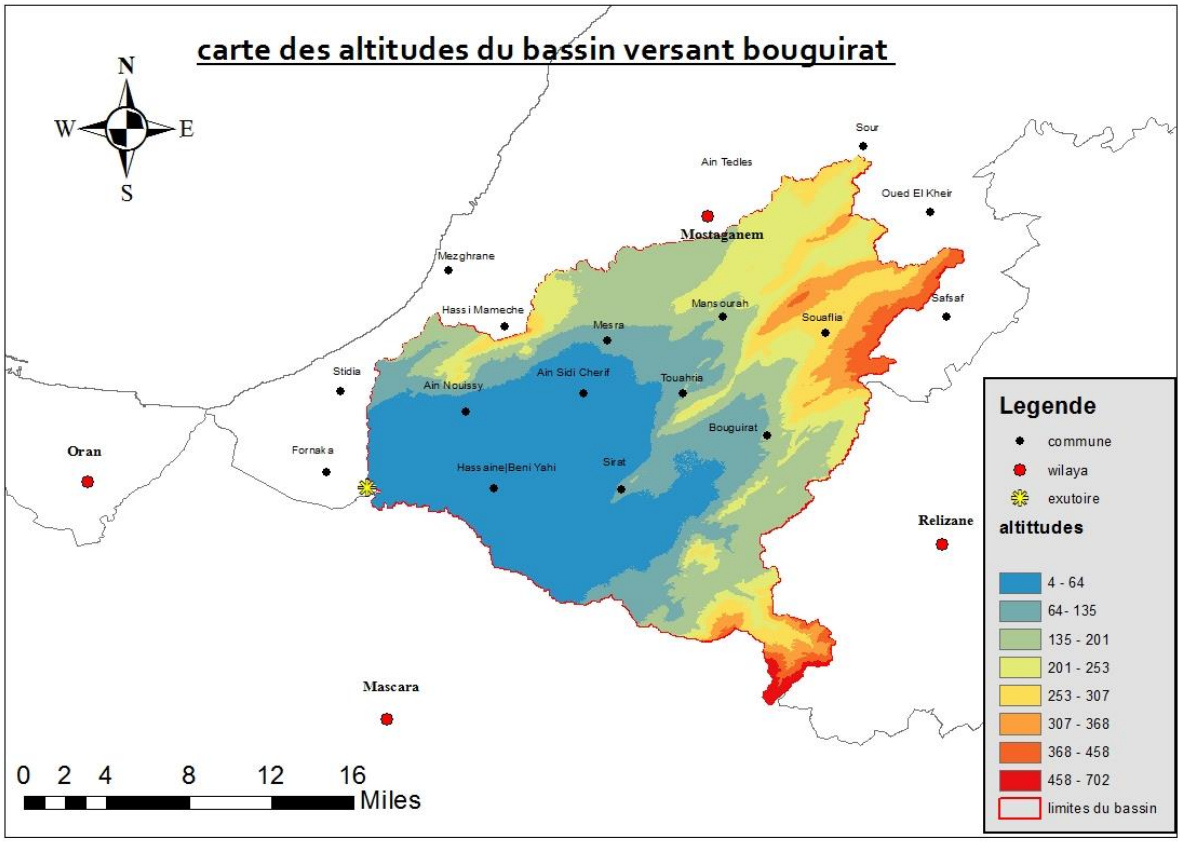


Figure III. 4: carte des altitudes du bassin versant bouguirat.

- **L'altitude H5% :**

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **L'altitude H95% :**

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **L'altitude H50%** :

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

- **L'altitude moyenne H_{moy} :**

Calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{i+1} + H_i}{2}$$

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en mètre.

S_i : Surface comprise entre deux courbes de niveau successive en Km^2.

S : Surface totale du bassin versant.

- **L'altitude maximale H_{max} et l'altitude minimale H_{min}:**

Ces altitudes sont déterminées sur la courbe hypsométrique.

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau III. 3: Résultats des altitudes du bassin versant.

H_{max} (m)	H_{min} (m)	H_{moy} (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{50\%}$ (m)	$H_{5\%}$ (m)
702	4	147.73	133	325	658

III.1.2.3.4. Les pentes du bassin versant

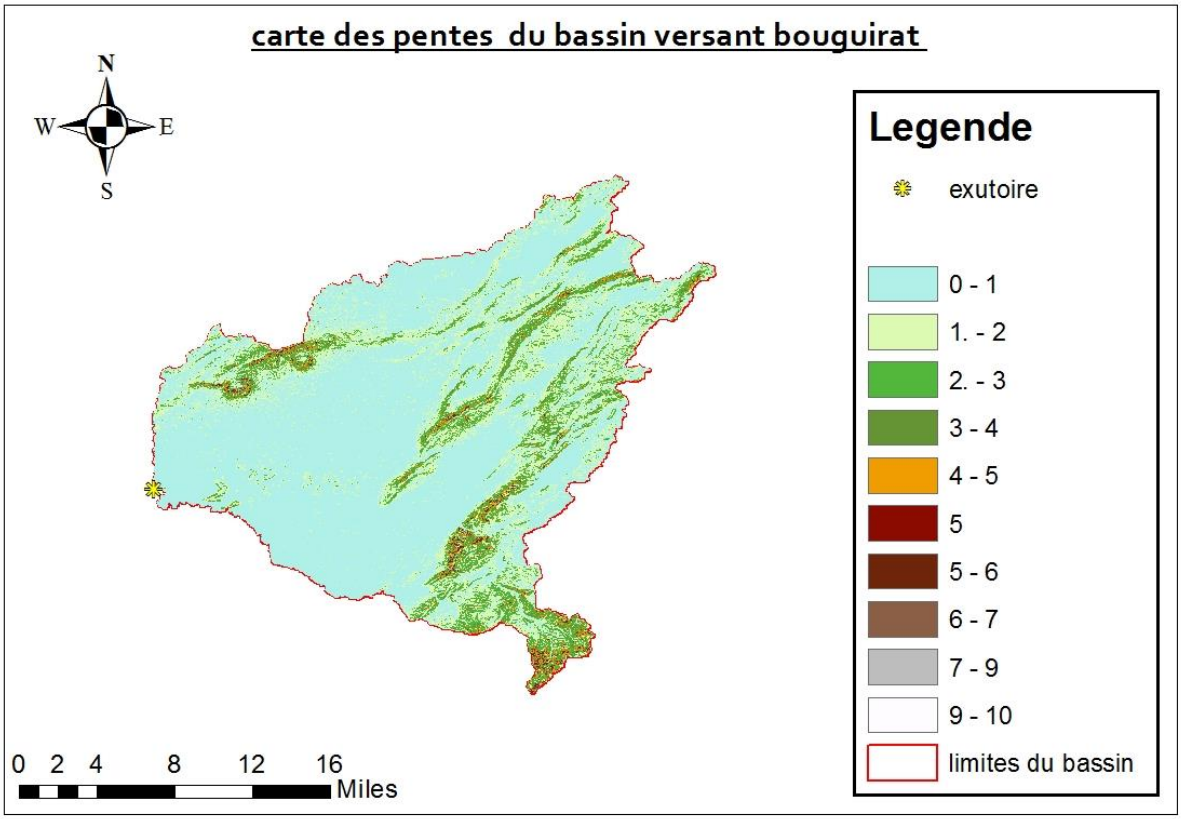


Figure III. 5: carte des pentes du bassin versant bouguirat.

- **Pente moyenne « I_m » :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau s'écoule et ruisselle vers l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \cdots .. + 0.5L_n)}{S}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau successives(m).

L_i : la longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2…n(km).

S : surface du bassin versant (Km^2).

- **Indice de la pente moyenne « I_{pm} » :**

C'est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est calculé par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r}$$

Avec :

H_{max} : Altitude maximale (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m).

- **Indice de pente de roche « I_{pr} » :**
  Il est calculé par la formule suivante :

$$I_P = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{S_i H_i}$$

Avec :

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m).

S_i: Surface partielle (%) entre 2 courbes de niveau consécutives.

- **Indice de Pente global « I_g » :**

C'est le rapport entre la dénivelée (entre l'altitude correspondante à 5% et 95%) et la longueur du rectangle équivalent. Ces altitudes sont tirées depuis La courbe hypsométrique.

Il est calculé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r}$$

Avec :

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

L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km).

Tableau III. 4: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

Relief		Valeurde Ig
1	Relief très faible	Ig <0.002
2	Relief faible	0.002<Ig<0.005
3	Relief assez faible	0005<Ig<0.01
4	Relief modéré	0.01<Ig<0.02
5	Relief assez fort	0.02<Ig<0.05
6	Relief fort	0.05<Ig<0.1
7	Relief très fort	0.1<Ig

III.1.2.3.5. Dénivelée Spécifique « D_s » :

Elle nous permet de connaitre le type de relief. Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S}$$

Avec :

D_s : Dénivelé spécifique (m).

I_g : Indice de pente global (m/Km).

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

Tableau III. 5: Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.à partir de Ds

Classe	Intervalle	Type durelief
R1	Ds<10m	Relief trèsfaible.
R2	10<Ds<25m	Relief faible.
R3	25<Ds<50m	Relief assez faible.
R4	50<Ds<100m	Relief modéré.
R5	100<Ds<250m	Relief assez fort.
R6	250<Ds<500m	Relief fort.
R7	Ds>500m	Relief très fort.

Application numérique :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6: Résultats des pentes du bassin versant.

I_m (%)	I_{pm} (%)	I_{pr} (%)	I_g (%)	D_s (m)	Relief
20.55	8.19	3.76	6.16	172.91	Fort

III.1.2.4. Caractéristiques hydrologiques :

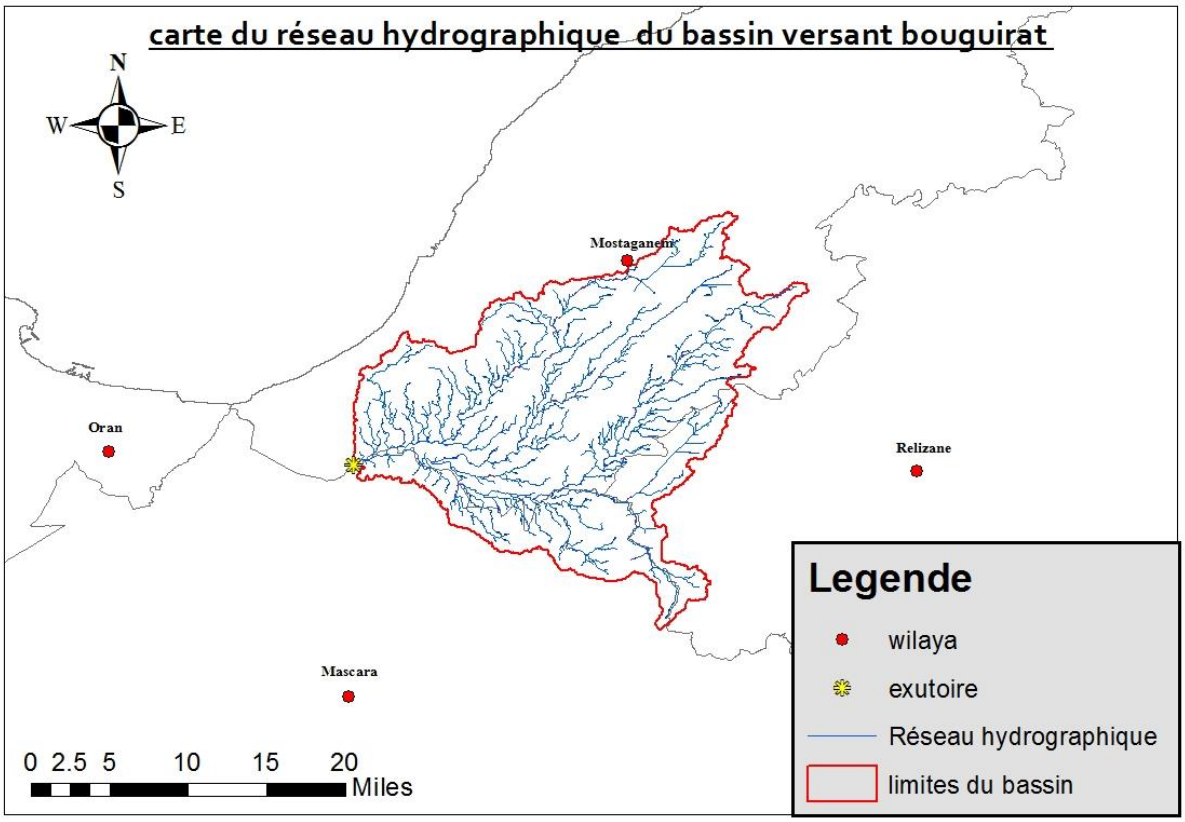


Figure III. 6: carte du réseau hydrographique du bassin versant bouguirat.

III.1.2.4.1. Densité de drainage « D_d »:

C'est le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres et la surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_i^n L_i}{S}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage [Km/Km²].

L_i : Longueur d'un cours d'eau d'ordre i (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III. 7: densité de drainage

$\sum L_i$ (Km)	S (Km²)	D_d (Km/Km²)
798.08	787.934	1.013

III.1.2.4.2. Densité hydrographique « F»:

Elle représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N}{S}$$

Avec :

F : Densité hydrographique (Km^{-2})

N : Nombre de cours d'eau d'ordre 1.

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

Tableau III. 8: Densité hydrographique

$\sum N$	S (Km²)	F
616	787.934	0.78

III.1.2.4.3. Coefficient de torrentialité « C_t » :

Il est calculé par la formule suivante :

$$C_t = D_d \times F$$

Avec :

C_t : Coefficient de torrentialité.

D_d : Densité de drainage [Km/Km²].

F : Densité hydrographique (Km^{-2})

D'où : **C_t= 0.79**

III.1.2.4.4. Temps de concentration « T_c » :

C'est le temps mis pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné et l'exutoire du bassin versant. Plusieurs formules ont été développées et mises au point pour l'évaluation du temps de concentration des eaux de pluies.

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).
L : Longueur du talweg principal (Km).
S : Surface du bassin versant (Km^2).
H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m).
H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (min).

L : Longueur du talweg (m).

I : Pente moyenne du talweg principal (m/m).

- **Formule ESPAGNOLE :**

$$T_c = 0.126 \times 60 \times \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (min).

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).

I_{cp} : Pente du cours d'eau principal (m/m).

- **Formule de TURRAZZA :**

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5}$$

Avec :
T_c : Temps de concentration (min).
S : Surface du bassin versant (Ha).

Application numérique :

Le tableau suivant résume la valeur du temps de concentration calculé par les différentes méthodes :

Tableau III. 9: Résultats de calcul du temps de concentration.

Formule	GIANDOTTI	KIRPICH	ESPAGNOLE	TURRAZZA

T_c (h)	15.53	12.08	115.92	7.77

III.1.2.4.5. Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (1)$$

Avec :

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h).

L : Longueur du talweg principal (Km).

T_c : Temps de concentration (h).

D'où :

V_r = 3.17 Km/h

Les caractéristiques du bassin versant sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 10: Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Paramètre		**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Surface		S	Km²	787.934
Périmètre		P	Km	188.879
Longueur du talweg principal		L	Km	24.45
Indice de compacité		K_c	/	1.897
Coeff. d'allongement		C_a	/	0.758
Rectangle	Longueur	L_r	Km	85.161
Equivalent	Largeur	l_r	Km	9.252
Altitudes	Maximale	H_{max}	M	702
	Minimale	H_{min}	M	4
	Moyenne	H_{moy}	M	147.73
	Médiane	$H_{50\%}$	M	325
	95%	$H_{95\%}$	M	133
	5%	$H_{5\%}$	M	658
Pente moyenne		I_m	%	20.55
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	8.19
Indice de pente de roche		I_{pr}	%	3.76

Indice de pente globale	I_g	%	6.16
Dénivelée spécifique	D_s	M	172.91
Densité de drainage	D_d	Km/Km²	1.013
Densité hydrographique	F	Km²	0.78
Coefficient de torrentialité	C_t	Km^{-3}	0.79
Temps de concentration	T_c	H	7.77
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	3.17

III.2. Etude des précipitations :

III.2.1. Pluviométrie :

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnéesà partir du réseau d'observations de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).

Dans le cadre de cette étude, on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible et pour cela on utilisera principalement les données de la station la plus proche du bassin versant : Station de Bouguirat.

Tableau III. 11: Coordonnées de la station pluviométrique.

Nom de la station	Code	Coordonnées (Km)	ALT (m)	Années d'observation
BOUGHIRAT	***111609***	X=272.25 Y=273.15	85	1979-2009

III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne :

La station pluviométrique la plus proche du bassin versant est la station de Bouguirat possède une série de (1979-2009).

Tableau III. 12: Répartitions des pluies moyennes annuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Total
P(mm)	14,38	23,06	51,64	43,30	41,5	34.4	32,42	35,67	24,07	2,47	1,03	2,27	306,5

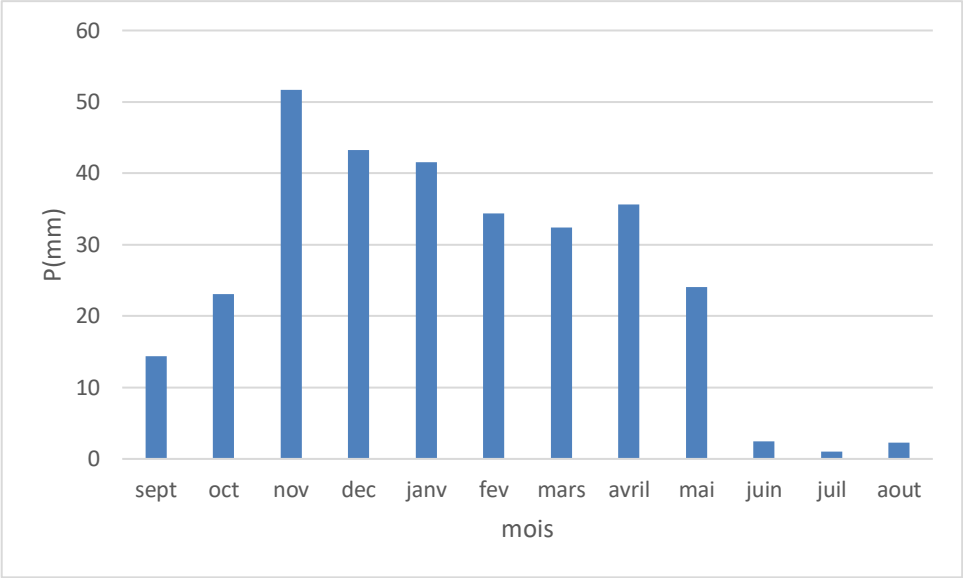


Figure III. 7: Répartition des pluies moyennes mensuelles.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série des pluies maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer des intensités de pluie de durée et de période de retour définie. Les étapes de cette étude sont les suivantes :

- Calcul des paramètres statiques de la série.
- Ajustement de loi statique (choix de la loi adéquate).
- Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour.
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Tableau III. 13: La série des pluies max journalières.

Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1979	48.5	1990	37.1	2001	66.9
1980	33.2	1991	27.3	2002	50.1
1981	18.4	1992	30	2003	34.9
1982	27.7	1993	19.3	2004	60.4
1983	32.3	1994	24.2	2005	39.1
1984	40.9	1995	41.9	2006	50.6
1985	32.4	1996	44.3	2007	25
1986	49.5	1997	28.8	2008	31
1987	56	1998	33.8	2009	21
1988	39.8	1999	26.4		
1989	32.2	2000	57.7		

III.2.1.1.1. Calcul des paramètres statique de la série :

Le tableau suivant représente les paramètres statiques de la série pluviométrique :

Tableau III. 14: Paramètres statique de la série pluviométrique.

Caractéristique	Formule	Valeur
Moyenne des Pjmax (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} Xi}{n}$	37.44
Ecart type « σx »	$\sigma x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=31}(Xi - \bar{X})^2}{n-1}}$	12.36
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma x}{\bar{X}}$	0.33
Coefficient d'asymétrie « Cs »	$Cs = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n=31}\left(\frac{Xi - \bar{X}}{\sigma x}\right)^3$	0.46
Coefficient d'aplatissement « Ck »	$Ck = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n=31}\left(\frac{Xi - \bar{X}}{\sigma x}\right)^4$	2.95
L'exposant climatique	/	b = 0.325

III.2.1.1.2. Ajustement de la série des pluies annuelles maximales journalières :

Dans le but de terminer dans quelles circonstances une méthode est plus efficace pour une loi donnée, plusieurs études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées.

Pour ce projet, les lois d'ajustements choisies sont :

- La loi de log-normale.
- La loi Gumbel.
- La loi normale.

III.2.1.1.2.1. Ajustement de la série par la loi log-normal :

L'ajustement de la série a été effectué par le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 15: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	L'écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	100	14.8	71.3-129
200	0.9950	84.3	10.7	63.3-105
100	0.9900	77.6	9.13	59.7-95.5
50	0.9800	70.8	7.62	55.8-85.7
20	0.9500	61.7	5.77	50.4-73
10	0.9000	54.6	4.48	45.8-63.4
5	0.8000	47.1	3.32	40.6-53.6
2	0.5000	35.5	2.14	31.3-39.7

Log-normal (maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 31

Paramètres :

- Mu = 3.56863
- Sigma = 0.33626

Tableau III. 16: Pjmax fréquentielles.

PERIODE DE RETOUR (Années)	1000	200	100	50	10	5	2
FREQUENCE (%)	0,1	0.5	1	2	10	20	50
Pjmax(mm)	100	84.3	77.6	70.8	54.6	47.1	35.5

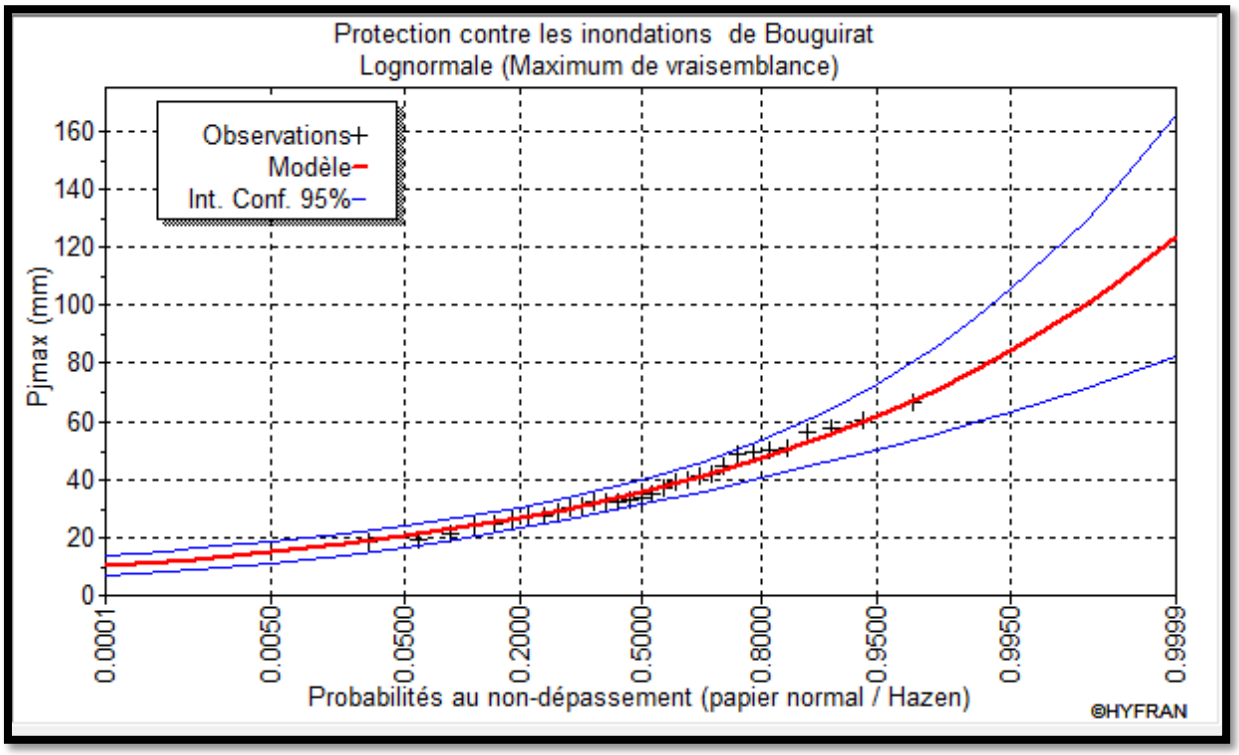


Figure III. 8: Représentation graphique de la loi Log-normale.

Tableau III. 17: Comparaison des caractéristiques de la loi Log-normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi log-normal	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	00	18.4
Maximum	Aucun	66.9
Moyenne	37.5	37.4
Médiane	35.5	33.8
L'écart type	13	12.6
Coefficient de variation « Cv »	0.346	0.336
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.08	0.601
Coefficient d'aplatissement « Ck »	5.14	2.36

- Test d'adéquation:
  - ❖ Hypothèses :
  - H_0 : L'échantillon provient d'une loi log-normale.
  - H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi log-normale.
  - ❖ Résultats :

Degré de liberté	P-value	Résultat de la statistique
4	0.98	0.9290

❖ Conclusion :
Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

III.2.1.1.2.2. Ajustement de la série par la loi de Gumbel :

L'ajustement de la série a été effectué par le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 18: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	L'écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	99.5	13	73.9-125
200	0.9950	83.7	10.1	63.8-104
100	0.9900	76.9	8.86	59.5-94.2
50	0.9800	70	7.6	55.1-84.9
20	0.9500	60.9	5.95	49.2-72.6
10	0.9000	53.8	4.71	44.6-63.1
5	0.8000	46.5	3.49	39.6-53.3
2	0.5000	35.4	2.07	31.3-39.4

Loi de Gumbel (méthode des moments)
Nombre d'observations : 31
Paramètres:

- U = 31.7858
- Alpha = 9.79908

Tableau III. 19: Pjmax fréquentielles.

PERIODE DE RETOUR (années)	1000	200	100	50	10	5	2
FREQUENCE (%)	0,1	0.5	1	2	10	20	50
Pjmax(mm)	99.5	83.7	76.9	70	53.8	46.5	35.4

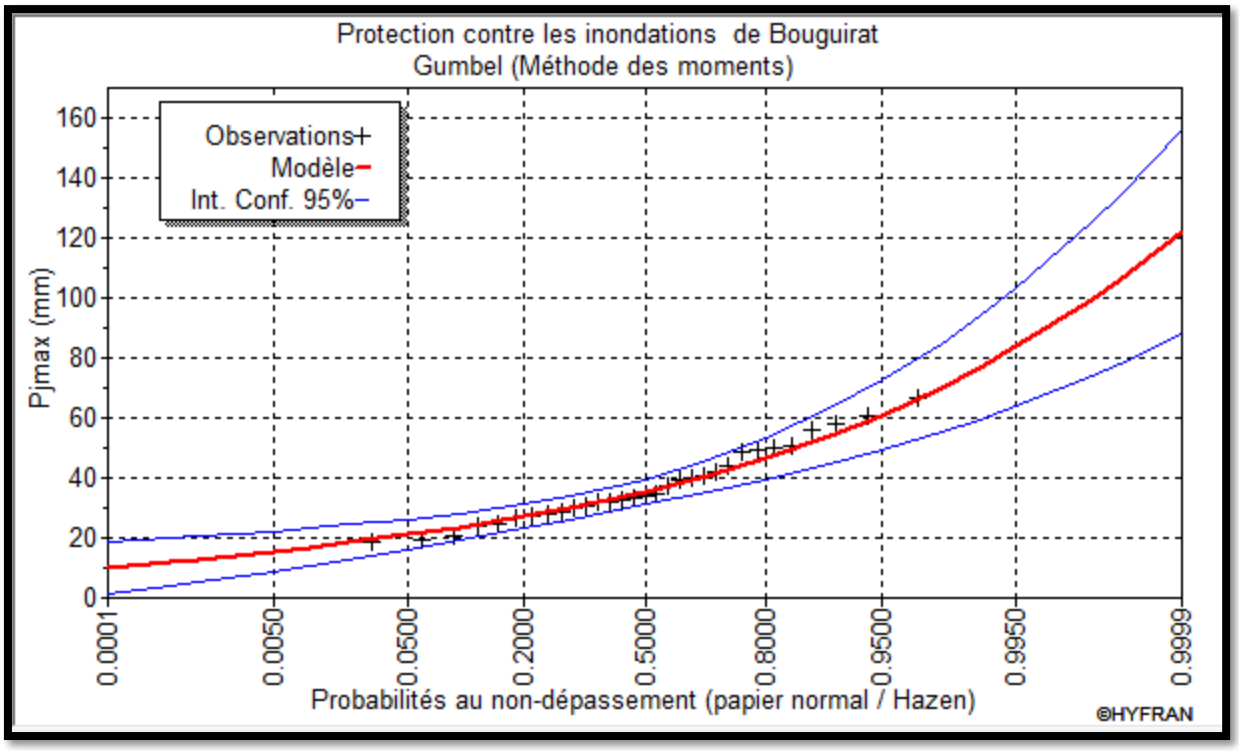


Figure III. 9: Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau III. 20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi de Gumbel	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.4
Maximum	Aucun	66.9
Moyenne	37.4	37.4
Médiane	35.4	33.8
L'écart type	12.6	12.6
Coefficient de variation « Cv »	0.336	0.336
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.14	0.601
Coefficient d'aplatissement « Ck »	2.4	2.36

- Test d'adéquation X^2 :
  - Hypothèses :
- H_0 :L'échantillon provient d'une loi Gumbel.
- H_1 :L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.
  - Résultats :

Degré de liberté	P-value	X^2
4	0.8630	1.29

❖ Conclusion :
Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

III.2.1.1.2.3. Ajustement de la série par la loi normale :

L'ajustement de la série a été effectué par le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 21: Résultat de l'ajustement à la loi normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	L'écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	76.3	5.5	65.5-87.1
200	0.9950	69.8	4.75	60.5-79.1
100	0.9900	66.7	4.4	58.1-75.3
50	0.9800	63.3	4.03	55.4-71.1
20	0.9500	58.1	3.5	51.3-65
10	0.9000	53.6	3.07	47.5-59.6
5	0.8000	48	2.64	42.8-53.2
2	0.5000	37.4	2.26	33-41.9

Loi normale (maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 31
Paramètres :

- Mu = 37.4419
- Sigma = 12.5678

Tableau III. 22: Pjmax fréquentielles.

PERIODE DE RETOUR (Années)	1000	200	100	50	10	5	2
FREQUENCE (%)	0,1	0.5	1	2	10	20	50
Pjmax(mm)	76.3	69.8	66.7	63.3	53.6	48	37.4

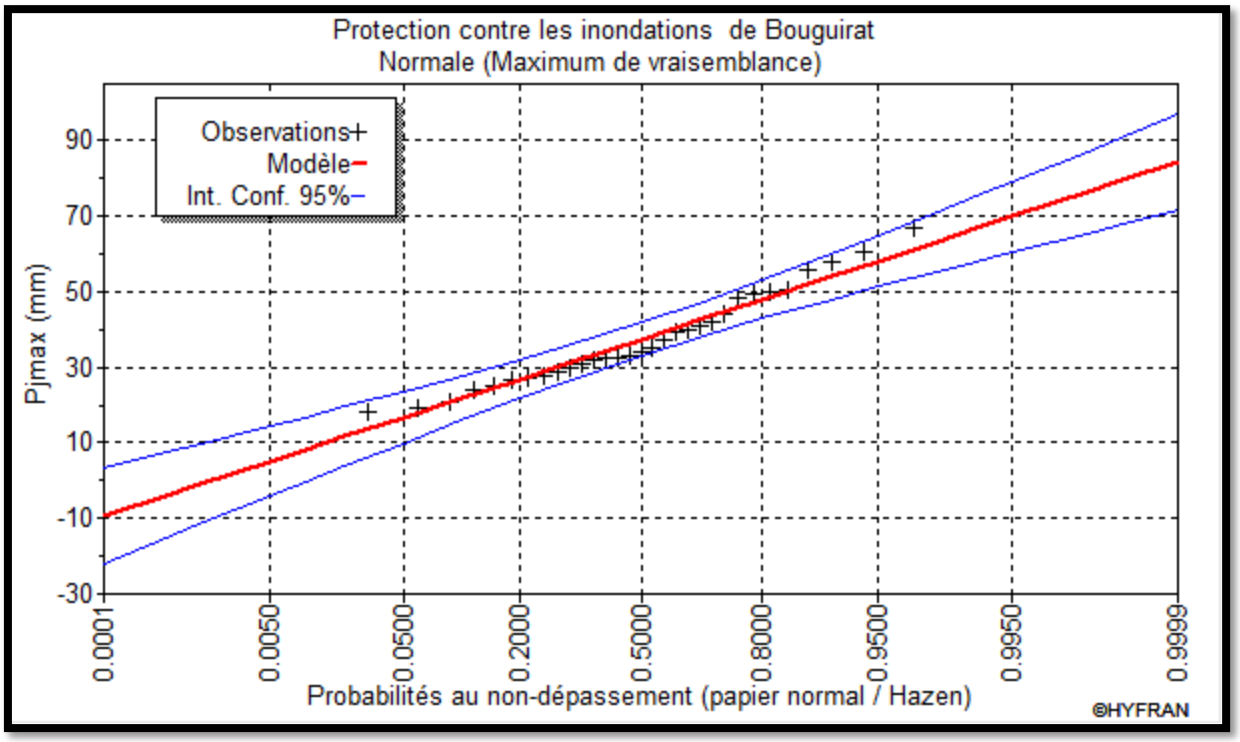


Figure III. 10: Représentation graphique de la loi normale.

Tableau III. 23: Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi normal	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.4
Maximum	Aucun	66.9
Moyenne	37.4	37.4
Médiane	37.4	33.8
L'écart type	12.6	12.6
Coefficient de variation « Cv »	0.336	0.336
Coefficient d'asymétrie « Cs »	00	0.601
Coefficient d'aplatissement « Ck »	3	2.36

- Test d'adéquation:
  - Hypothèses :
  - H_0 :L'échantillon provient d'une loi normale.
  - H_1 :L'échantillon ne provient pas d'une loi normale.

  - Résultats :

Degré de liberté	P-value	Résultat de la statistique
4	0.95	0.9290

  - Conclusion :
    Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

III.2.1.1.3. Choix de la loi d'ajustement :

D'après les résultats obtenus et les tests d'adéquation, on remarque qu'à partir les trois méthodes (Gumbel , log-normale et la loi normale), on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi de Gumbel parce que tous les points sont à l'intérieure de l'intervalle.

III.2.2. Etude des apports :

L'estimation des apports est faite en utilisant les formules empiriques.

III.2.2.1. Apport liquide :

Il existe différentes formules pour estimer les apports moyenne interannuels, parmi les quelle :

- Formule de l'ANRH.
- Formule dite « Algérienne ».
- Formule de DERIE II.
- Formule de MEDNGUER.

III.2.2.1.1. Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

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

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

Application numérique :

Voici les résultats de l'apport liquide par la formule de l'ANRH :

Tableau III. 24: Résultat de l'apport liquide par la formule de l'ANRH.

S (Km^2)	P_{moy} (m)	A_0 (Mm^3)	A_0 (m^3)
787.934	0.3065	10.515863	10515863.63

III.2.2.1.2. Formule dite « Algérienne » :

$$\begin{cases} A_0 = L_e \times S \\ L_e = P \times \left(1 - 10^{-Kp^2}\right) \times 10^3 \end{cases}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

P: Pluie moyenne annuelle (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Le : Lame d'eau (mm).

Kp= 0.18 - 0.01×log(S).

Application numérique :

Tableau III. 25: Résultat de l'apport liquide par la formule Algérienne.

S (Km²)	P (m)	K_p	L_e (mm)	L_e (m)	A_0 (Mm^3)	A_0 (m^3)
787.934	0.3065	0.15	15.47	0.01547	12..18	12189338.98

III.2.2.1.3. Formule de DERIE II :

$$A_0 = 0.513 \times P_{moy}^{2.683} \times D_d \times S^{0.842}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

D_d : Densité de drainage.

Application numérique :

Voici les résultats de l'apport liquide par la formule de DERIE II :

Tableau III. 26: Résultat de l'apport liquide par la formule de DERIE II.

S (Km²)	P_{moy} (m)	D_d (Km^{-1})	A (Mm^3)	A (m^3)
787.934	0.3065	1.013	5.97	5979491.21

III.2.2.1.4. Formule de MEDINGUER :

$$\begin{cases} A_0 = L_e \times S \\ L_e = 1024 \times (P_{moy} - 0.26)^2 \end{cases}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

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

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

Le : Lame d'eau (mm).

Application numérique :

Voici les résultats de l'apport liquide par la formule de MEDINGUE :

Tableau III. 27: Résultat de l'apport liquide par la formule de MEDINGUER.

S (Km^2)	P (m)	L_e (mm)	L_e (m)	A (Mm^3)	A (m^3)
787.934	0.3065	2.21	2.21×10^{-3}	1.74	1744599.338

Comparaison :

Pour déterminer la formule la plus fiable, il faut calculer les erreurs des quatre formules.

Tableau III. 28: Comparaison des formules.

ANRH	Algérienne	DERRIE	MEDINGUER	Somme	Moyenne	Erreur			
10515863.63	12189338.98	5979491.21	1744599.338	30429293.16	7607323.29	0.38	0.6	0.21	0.77

Après le calcul d'erreur, nous optons pour la formule de DERRIE. Ainsi :

$$A_0 = 5979491.21 m^3$$

III.2.2.2. Caractéristiques de l'écoulement :

III.2.2.2.1. Module d'écoulement :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

Avec :

M_e : Module d'écoulement (l/s).
A_0 : Apport moyen annuel (l).
T : Le temps d'une année en secondes (s)

Tableau III. 29: Valeur du module d'écoulement.

$A_0(m^3)$	A_0 (l)	T (s)	M_e(l/s)
5979491.21	5979491.21×10^3	31536000	189.61

III.2.2.2.2. Module d'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

Avec :

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

M_e : Module d'écoulement (l/s).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III. 30: Valeur du module d'écoulement relatif.

S (Km²)	M_e (l/s)	M_0 (l/s/m²)
787.934	189.61	0.24

III.2.2.2.3. Lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

Avec :

L_e : Lame d'eau (mm).

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III. 31: Valeur de lame d'eau.

S (Km²)	A_0 (m^3)	L_e (mm)
787.934	5979491.21	75.88

III.2.2.2.4. Coefficient d'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

Avec :

C_e : Coefficient d'écoulement.

L_e : Lame d'eau (mm).

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

Tableau III. 32: Valeur du coefficient d'écoulement.

L_e (mm)	P_{moy} (mm)	C_e

75.88	306.5	0.24

III.2.2.2.5. Coefficient de variation :

On va utiliser des formules empiriques pour le calculer.

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$\begin{cases} C_v = a - 0.063 \times log_{10}(S+1) \\ a = 0.78 - 0.29 \times Log_{10}(M_0) \end{cases}$$

Avec :

Cv : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²).

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau III. 33: Résultat du coefficient de variation par la formule de SOKOLOVSY.

S (Km²)	M_0 (l/s/Km²)	a	C_v
787.934	0.24	0.96	0.77

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}}$$

Avec :

Cv : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²).

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau III. 34: Résultat du coefficient de variation par la formule de KRISTEKLY MENKEL.

S (Km²)	M_0 (l/s/Km²)	C_v
787.934	0.24	0.817

- **Formule Algérienne :**

$$C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}}$$

Avec :

Cv : Coefficient de variation.

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

K : Coefficient de réduction (K=0.66).

Tableau III. 35: Résultat du coefficient de variation par la formule Algérienne.

M_0 (l/s/Km²)	K	C_v
0.24	0.66	0.85

- **Formule de l'ANTONOV :**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III. 36: Résultat du coefficient de variation par la formule de l'ANTONOV.

S (Km²)	C_v
787.934	0.338

.

III.2.2.3. Apports solides :

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, et de la résistance du sol à l'érosion liée elle-même à :

- La couverture végétale.
- La nature géologique des roches.

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports soldes :

III.2.2.3.1. Méthode de TIXERONT :

$$T_a = \alpha \times L_e^{0.15}$$

Avec :

T_a : Dégradation spécifique (T/Km²/an).

L_e : lame d'eau écoulée (m).

α : Coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III. 37: Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée.

BV à perméabilité élevée	8.5

BV à perméabilité moyenne à élevée	7.5
BV à perméabilité faible à moyenne	350
BV à perméabilité faible	1400
BV perméable	3200

On prend $\alpha = 350$

Application numérique :

La valeur de la dégradation spécifique est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 38: Résultat de la dégradation spécifique.

L_e(m)	α	T_a(T/Km²/an)
75.88×10^{-3}	350	237.73

III.2.2.3.2. Méthode d'estimation du Nord Algérien :

$$D_s = 328.62 \times Q^{-0.234} \times S^{-0.197}$$

Avec :

D_s : Transport solide (T/Km²/an).
Q : Débit maximum (m^3/s).
S : Surface du bassin versant (Km²).

Application numérique :

La valeur du transport solide est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 39: Résultat du transport solide.

Q (m^3/s)	S (Km²)	D_s (T/Km²/an)
720	787.934	18.89

III.3. Etude des crues :

Il est indispensable de faire l'étude des crues dans les dimensionnements des ouvrages hydrauliques. Le but de cette étape est de déterminer les hydrogrammes des crues ainsi que les débits maximaux probables. Cette évaluation a tout de même toujours été un souci majeur car il existe différentes techniques, basées principalement sur les données disponibles. Dans notre étude, on va utiliser les méthodes empiriques.

III.3.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels :

III.3.1.1. Formules empiriques :

III.3.1.1.1. Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{max,\%} = 0.28 \times \frac{(P_{tc} - H_0) \times \alpha \times F \times S}{T_c}$$

Avec :

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

P_{tc} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration (mm).

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

H_0 : Perte d'eau initiale, pour le nord algérien H_0=7mm

T_c : Temps de concentration en h.

F : Coefficient de forme de la crue.

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

Pour S<50 Km^2 on a $\gamma = 2$.

Pour un basin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

Pour un bassin boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend γ= 2.1 d'où F= 1.16

α: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Avec :

X_p : Précipitation de fréquence donnée correspondante au temps de concentration (mm).

Application numérique :

Tableau III. 40: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de SOKOLOVSKY.

Période de retour(ans)	P_{tc}(mm)	α	$Q_{max,\%}$(m^3/s)
5	32.54	0.36	84.12
10	37.64	0.39	109.32
20	48.98	0.45	172.83

50	53.81	0.47	201.28
100	58.57	0.49	231.19

III.3.1.1.2. Formule de TURAZZA :

$$Q_{max,\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6}$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

$$C = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) = 0.45$$

Tel que : P : Précipitation moyenne interannuelle en m.

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondante au temps de concentration (mm/h).

Application numérique :

Tableau III. 41: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de TURAZZA.

Période de retour(ans)	I_{tc}(mm/h)	C	$Q_{max,\%}$(m^3/s)
5	4.067	0.45	400.56
10	4.705	0.45	463.41
20	6.12	0.45	602.77
50	6.72	0.45	661.86
100	7.32	0.45	720.95

III.3.1.1.3. Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{max,\%} = \frac{C \times S \times \left(H_{moy} - H_{min}\right)^{\frac{1}{2}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \times P_{tc}$$

Avec :

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

H_{moy} : Altitude moyenne (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

P_{tc} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration (mm).

C : Coefficient topographique (variant entre 0.066 et 0.166), on prend C=0.166 pour un terrain accidenté.

Application numérique :

Tableau III. 42: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de GIANDOTTI.

Période de retour(ans)	P_{tc} (mm)	$Q_{max,\%}$ (m^3/s)
5	32.54	342.56
10	37.64	396.24
20	48.98	515.63
50	53.81	566.47
100	58.57	616.58

III.3.1.1.4. Interprétation des résultats :

Le tableau suivant résume la valeur du débit max calculée par les différentes formules.

Tableau III. 43: Récapitulatif des débits max par les différentes formules.

Période de Retour (ans)	$Q_{max,\%}$ (m^3/s)		
	SOKOLOVSKY	TURAZZA	GIANDOTTI
5	84.12	400.56	342.56
10	109.32	463.41	396.24
20	172.83	602.77	515.63
50	201.28	661.86	566.47
100	231.19	720.95	616.58

En raison de sécurité, on retiendra la valeur maximale trouvée par ces trois formules.

III.3.1.2. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps, il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, forme, volume, temps de montée et temps de descente, la forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon laméthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques.

III.3.1.2.1. Temps de montée :

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{T_m}\right)^2$$

Avec :

T_m : Temps de montée (h), T_m=T_c (pour les petits bassins versants).

T_c : Temps de concentration (h).

Q_{max} : Débit maximal (m^3/s).

Q_m : Débit instantané de montée (m^3/s).

III.3.1.2.2. Temps de décrue :

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{T_b - t}{T_d}\right)^3$$
$$T_b = T_d + T_m$$

Avec :

T_m : Temps de montée (h).
T_d : Temps de décrue (h).
T_b : Temps de base de la crue (h).
Q_{max} : Débit maximal (m^3/s).
Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s).

Pour les crues d'avers, cette méthode prend :

$$T_d = \delta \times T_m$$

Où δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme des crues, il dépend de la régulation du bassin.

Tableau III. 44: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue.

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2.0-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de li majeur normales.	3.0-4.0
Grands et moyens cours d'eau avec terrasses de débordements étendus.	4.0-7.0

On prend : $\delta = 2.5$

Donc : $t_m = t_c = 7.77$ h.
$t_d = 2.5 \times t_m = 19.425$ h.
$t_b = t_m + t_d = 27.195$ h.

Représentation des débits de crues en fonction du temps :

Tableau III. 45: Valeurs des débits des crues en fonction du temps.

t (h)	$Q_{20\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)
0	0	0	0	0	0
0.5	1.65869123	1.91894873	2.49602885	2.74071645	2.98540405
1	6.63476494	7.67579493	9.98411539	10.9628658	11.9416162
1.5	14.9282211	17.2705386	22.4642596	24.666448	26.8686364
2	26.5390597	30.7031797	39.9364616	43.8514632	47.7664648
2.5	41.4672808	47.9737183	62.4007212	68.5179112	74.6351012
3	59.7128844	69.0821544	89.8570385	98.6657921	107.474546
3.5	81.2758705	94.0284879	122.305414	134.295106	146.284798
4	106.156239	122.812719	159.745846	175.405853	191.065859
4.5	134.35399	155.434847	202.178337	221.998032	241.817728
5	165.869123	191.894873	249.602885	274.071645	298.540405

5.5	200.701639	232.192797	302.019491	331.62669	361.23389
6	238.851538	276.328618	359.428154	394.663168	429.898183
6.5	280.318819	324.302336	421.828875	463.18108	504.533284
7	325.103482	376.113952	489.221654	537.180424	585.139193
7.5	373.205528	431.763465	561.606491	616.661201	671.715911
7.77	400.56	463.41	602.77	661.86	720.95
8	386.499419	447.143239	581.611381	638.627185	695.64299
9	329.185484	380.836442	495.364325	543.925265	592.486206
10	277.837611	321.431814	418.095109	459.08129	500.06747
11	232.127906	268.550012	349.31031	383.553464	417.796619
12	191.728471	221.811691	288.516503	316.799995	345.083486
13	156.311412	180.837506	235.220266	258.279087	281.337908
14	125.548833	145.248114	188.928175	207.448948	225.96972
15	99.1128375	114.66417	149.146807	163.767782	178.388756
16	76.6755305	88.7063302	115.382738	126.693795	138.004853
17	57.9090161	66.9952496	87.1425446	95.6851943	104.227844
18	42.4853986	49.1515841	63.9328033	70.2001845	76.4675656
19	30.0767821	34.7959896	45.2600908	49.6969718	54.1338528
20	20.3552711	23.5491217	30.6309835	33.6337621	36.6365406
21	12.9929698	15.031636	19.5520581	21.4687612	23.3854642
22	7.66198243	8.86418833	11.529891	12.660175	13.7904589
23	4.03441334	4.66743431	6.07105884	6.66620934	7.26135984
24	1.7823668	2.06202965	2.68213809	2.94507012	3.20800215
25	0.57794707	0.66863005	0.86970531	0.95496318	1.04022105
26	0.09325845	0.1078912	0.14033702	0.15409437	0.16785171
27	0.00040522	0.0004688	0.00060978	0.00066956	0.00072933
27.195	0	0	0	0	0

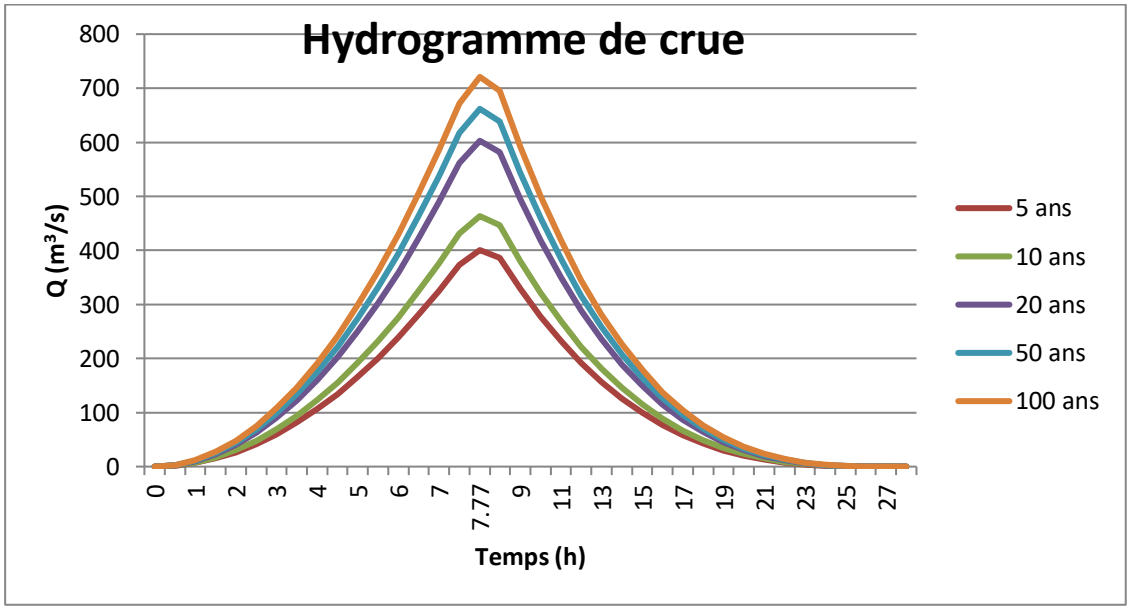


Figure III. 11: L'hdrogramme de crue.

Les catégories des dommages :

Tableau III. 46: Crue de projet recommandé

Catégorie des dommages		Crues de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés	- Perte de vies. - Dommages considérables.	1/100000 à 1/10000
Importants	- Pas de pertes de vies. - Dommages Importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles :	- Pas de perte de vies. - Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Conclusion :

Le but de ce chapitre est de calculer les caractéristiques du bassin versant et l'estimation du débit de crue optimal afin de pouvoir réaliser l'aménagement adéquat à l'oued.

Les résultats obtenus des calculs effectués dans ce chapitre sont comme suit :

- La série pluviométrique suit la loi de Gumbel.
- Le débit de crue optimal est estimé à 721 m3/s pour une période de retour 100ans.

CHAPITRE IV :

DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE

IV.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le comportement des lames d'eaux correspondantes aux différents débits issus de l'étude hydrologique pour être utilisées dans l'élaboration des cartes de profondeurs et par la suite la détermination des zones inondables et mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau répondant aux exigences bien définies.

IV.2. Généralités sur l'écoulement à surface libre :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement de liquide avec une interface libre entre l'air et l'eau, et qui ne se fait pas sous une certaine pression extérieure (la pression égale à la pression atmosphérique), mais seulement par la composante gravitaire.

Ces écoulements sont rencontrés :

- Dans les courants et les rivières naturelles.
- Dans les canaux artificiels.
- Dans les conduites d'assainissement.

IV.2.2. Types d'écoulement :

On peut classifier les écoulements suivant la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

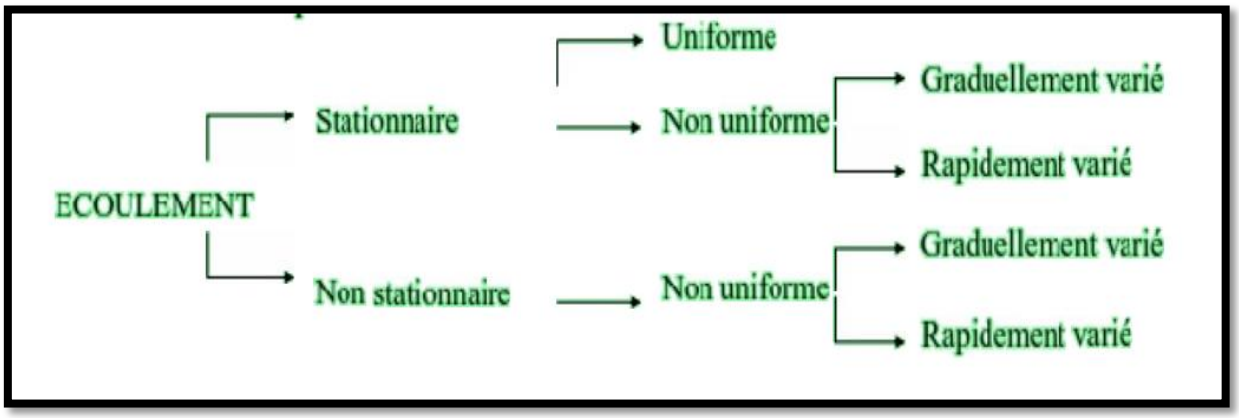


Figure IV. 1: les types d'écoulement.

IV.2.2.1. Variabilité dans le temps :

IV.2.2.1.1. Ecoulement permanent :

Le mouvement est permanent ou stationnaire si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

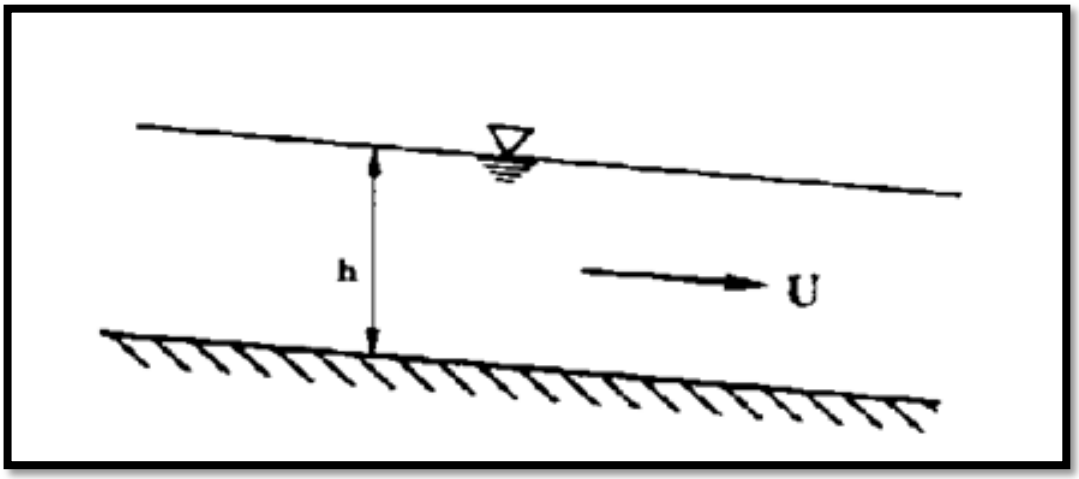


Figure IV. 2: Schéma d'un écoulement permanent.

Ces écoulements se subdivisent encore en :

- Ecoulements uniformes : profondeur de l'eau est constante.
- Ecoulements non uniformes : peut-être graduellement ou rapidement variée.

IV.2.2.1.2. Ecoulement non permanent :

Le mouvement est non permanent ou transitoire si la vitesse U et la profondeur h varient dans le temps.

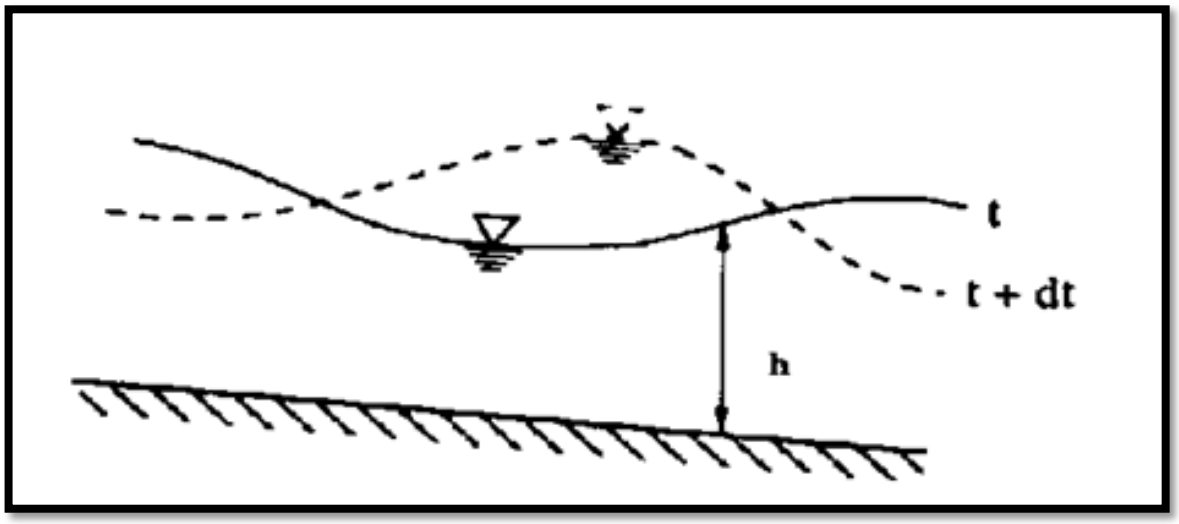


Figure IV. 3: Schéma d'un écoulement non permanent.

IV.2.2.2. Variabilité dans l'espace :

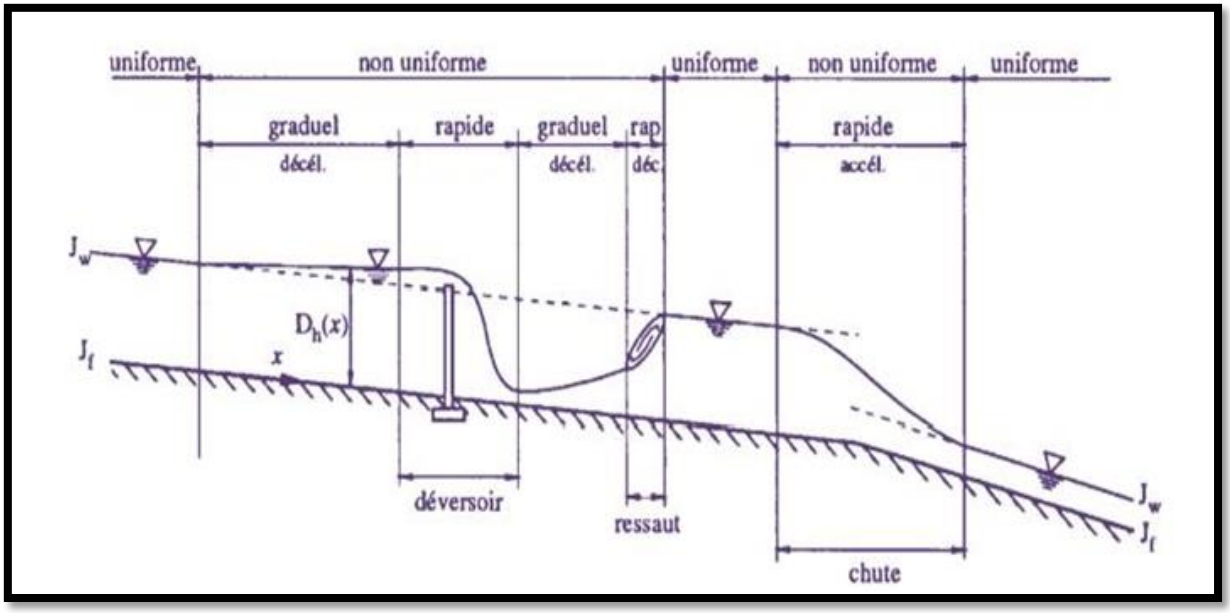


Figure IV. 4: Schéma illustratif des différents types d'écoulement

IV.2.2.2.1. Ecoulement uniforme :

Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal (vitesse, pente, rugosité, profondeur). La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.

IV.2.2.2.2. Ecoulement non uniforme :

Le mouvement est non uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à une autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond.

Un écoulement non uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croit ou décroit dans le sens du mouvement.

- **Ecoulement graduellement varié :**

Lorsque le mouvement est graduellement varié, La profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.

- **Ecoulement rapidement varié :**

Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, tel qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

IV.2.3. Régime d'écoulement :

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes :

- Force de gravité.
- Force de frottement (viscosité et rugosité).

Il existe deux régimes d'écoulement :

- Régime fluvial.
- Régime torrentiel.

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

- **Le nombre de Froude** : dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. (GRAF.W.H and ALTINAKAR.M. S ;1993, Hydraulique Fluviale) .

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^2 L}{gS^3}} = \frac{V}{\sqrt{g \times h}}$$

Avec :
V : la vitesse moyenne.
L : largeur en miroir.
h : profondeur hydraulique.
S : section mouillée.

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

- ✓ Fr = 1 : le régime est critique.
- ✓ Fr < 1 : le régime est fluvial.
- ✓ Fr > 1 : le régime est torrentiel.

- **Le nombre de Reynolds** : est le rapport entre la force de viscosité et celle d'inertie.

$$R_e = \frac{V \times h}{v}$$

Avec :

V : vitesse moyenne.

h : profondeur .

v : viscosité cinématique.

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

- ✓ Re < 500 : écoulement laminaire.
- ✓ Re < 2000 : écoulement turbulent.
- ✓ 500 < Re < 2000 : écoulement de transition

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- ✓ Fr < 1, Re < 500 : écoulement fluvial-laminaire.
- ✓ Fr < 1, Re > 2000 : écoulement fluvial-turbulent.
- ✓ Fr > 1, Re < 500 : écoulement torrentiel-laminaire.
- ✓ Fr > 1, Re > 2000 : écoulement torrentiel-turbulent.

IV.2.4. Les canaux :

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.

On distingue deux catégories de canaux :

- **Les canaux naturels** : ce sont des cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières.
- **Les canaux artificiels** : Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. (Degoutte, G., 2006).

IV.2.4.1. Paramètres géométriques des canaux :

Ils sont relatifs à une section de chenal dans un plan perpendiculaire à son axe dont la position est définie par une abscisse « X ».

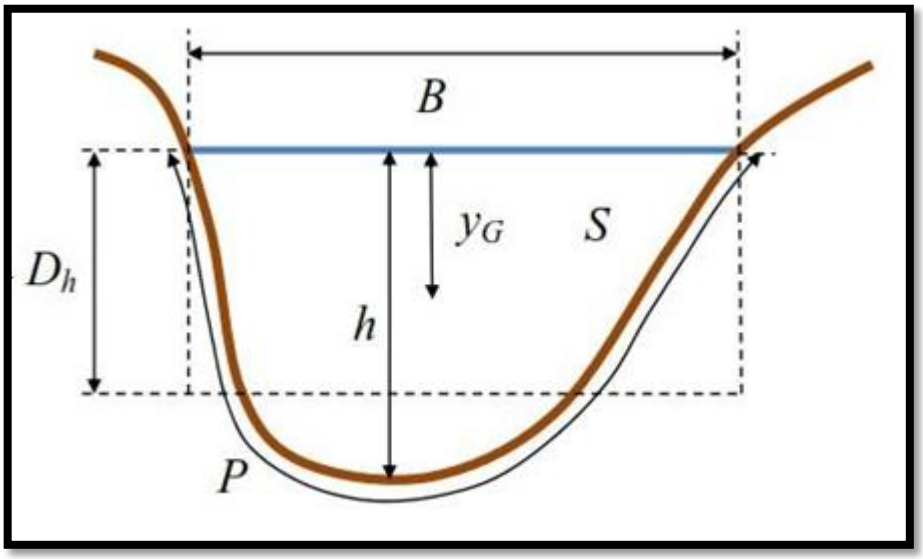


Figure IV. 5: les paramètres géométriques des canaux.

- ✓ La section transversale d'un canal : est la section plane normale à la direction de l'écoulement.
- ✓ h : le tirant d'eau.
- ✓ S : la surface mouillée : est la portion de la section occupée par le fluide dans la section du canal.
- ✓ P : le périmètre mouillé : est formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et les parois de la section.
- ✓ B : la largeur superficielle ou la largeur au miroir : est la largeur du canal au niveau de la surface libre.

$$B = \frac{dS}{dh}$$

- ✓ I : la pente.
- ✓ La profondeur hydraulique est donnée par : $D_h = \frac{S}{B}$
- ✓ Y_G : la position du centre de gravité.

IV.2.4.2. Paramètres hydrauliques :

- ✓ **Débit** : pour une section d'écoulement S donnée, on définit le débit comme étant le volume de liquide écoulé à travers la surface S de cette section pendant l'unité de temps. il est noté Q, et s'exprime en m^3/s. Si V(M) désigne la composante normale à la section considérée en un point M de celle-ci, on a : $Q=\int_S V(M)ds$
- ✓ **Vitesse :** la vitesse V en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe par ce point au moment considéré.
- ✓ **Vitesse moyenne :** on définit la vitesse moyenne de l'écoulement notée V et exprimée en (m/s), le rapport du débit par la section normale d'écoulement.
- ✓ **Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement :** appelée aussi la charge de Bernoulli, elle désigne une énergie par unité de poids de liquide.

$$H_M = Z_M + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g}$$

Avec

Z_M : la cote du point.

P : la pression en ce point et V : la vitesse au point.

- ✓ **Poids volumique :** le poids volumique de l'eau est notée $\gamma\omega = g\rho\omega$ et vaut 9.81Kn/m3 pour l'eau sans matière en suspension, $\rho\omega$ désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m3 dans le cas de l'eau sans matière en suspension et g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s2.

IV.3. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé :

IV.3.1. Modélisation de l'écoulement :

IV.3.1.1. Présentation de logiciel HEC-RAS :

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 tout en prenant en compte des phénomènes d'influence aval. Les données d'entrée se

caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, conduites, …), les découpages en bassins versant (débit d'apport, …) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique**. U.S. Army Corps of Engineers (2010a, b)**. Les calculs effectués par ce logiciel sont basés sur les équations d'hydraulique à surface libre (Saint-Venant 1D, Manning Strickler...).

IV.3.1.2. Etapes de simulation par HEC-RAS :

Avant de commencer il faut créer un nouveau projet qui consiste à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier.

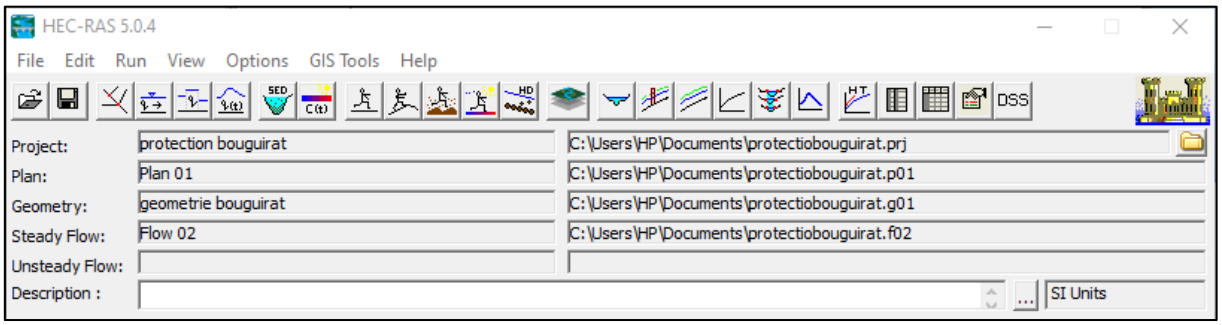


Figure IV. 6: Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center.

IV.3.1.2.1. Modélisation de la rivière (données géométriques) :

La modélisation du cours d'eau consiste à définir la géométrie des oueds étudiés tel que les sections en travers (largeur, profondeur…), et les données d'ouvrages d'art ou hydraulique existants (pont, déversoir …).

Les sections transversales ont été tirées à partir du levé topographique à l'aide du logiciel ArcGis, où nous avons créé un fichier img.aux a partir du levé topo et cela après avoir créé le fichier TIN. Ensuite, nous avons importé le fichier img.aux et la projection nord Algérie dans Ras Mapper sur HECRAS.

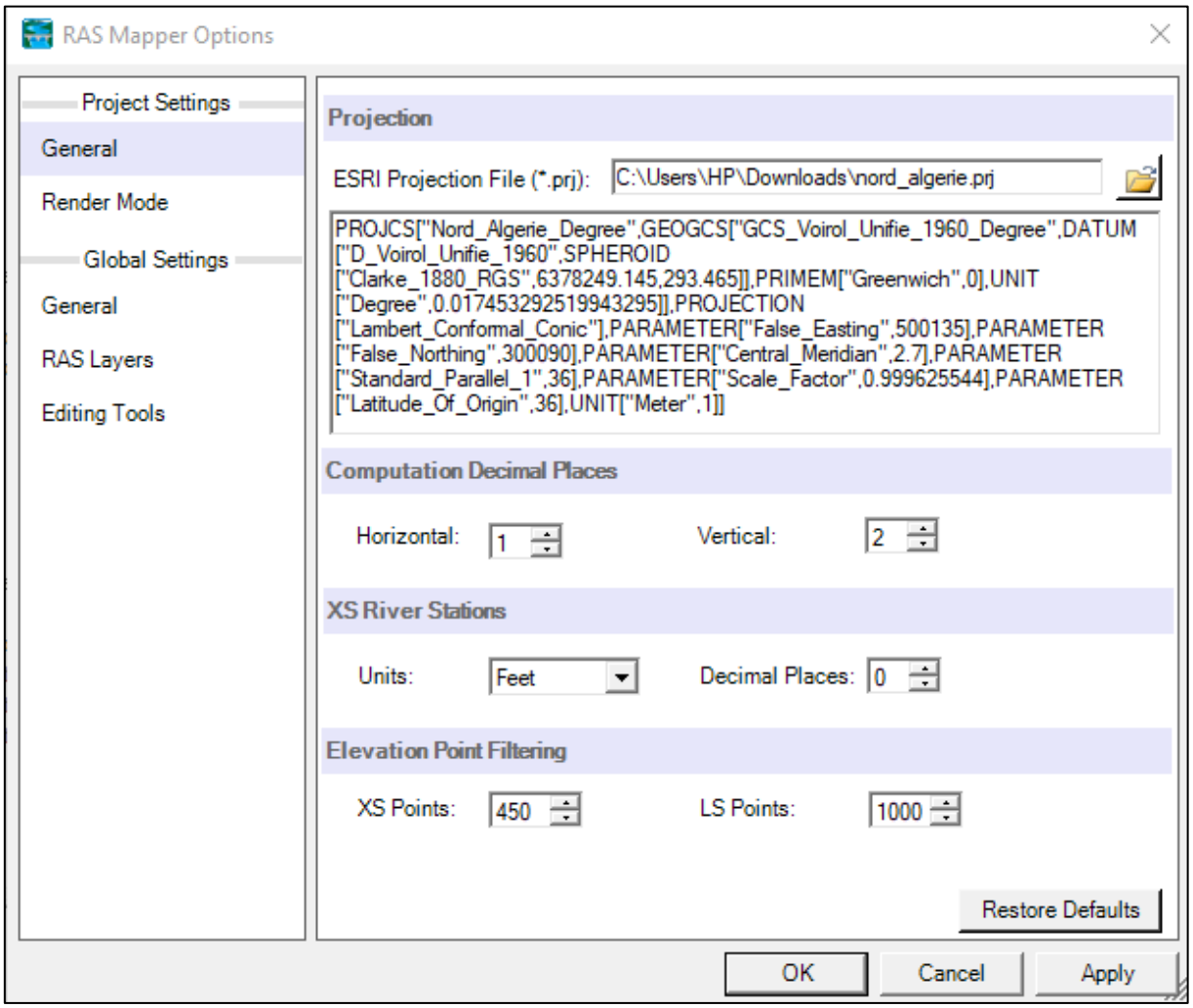


Figure IV. 7: Projection du ficher nord Algérie dans RasMapper

Après, nous avons définis les différents axes de chaque cours d'eau ainsi que leurs rives gauches et droites et les sections transversales dans Ras Mapper. A la fin ces sections ont été exportées automatiquement à HEC-RAS.

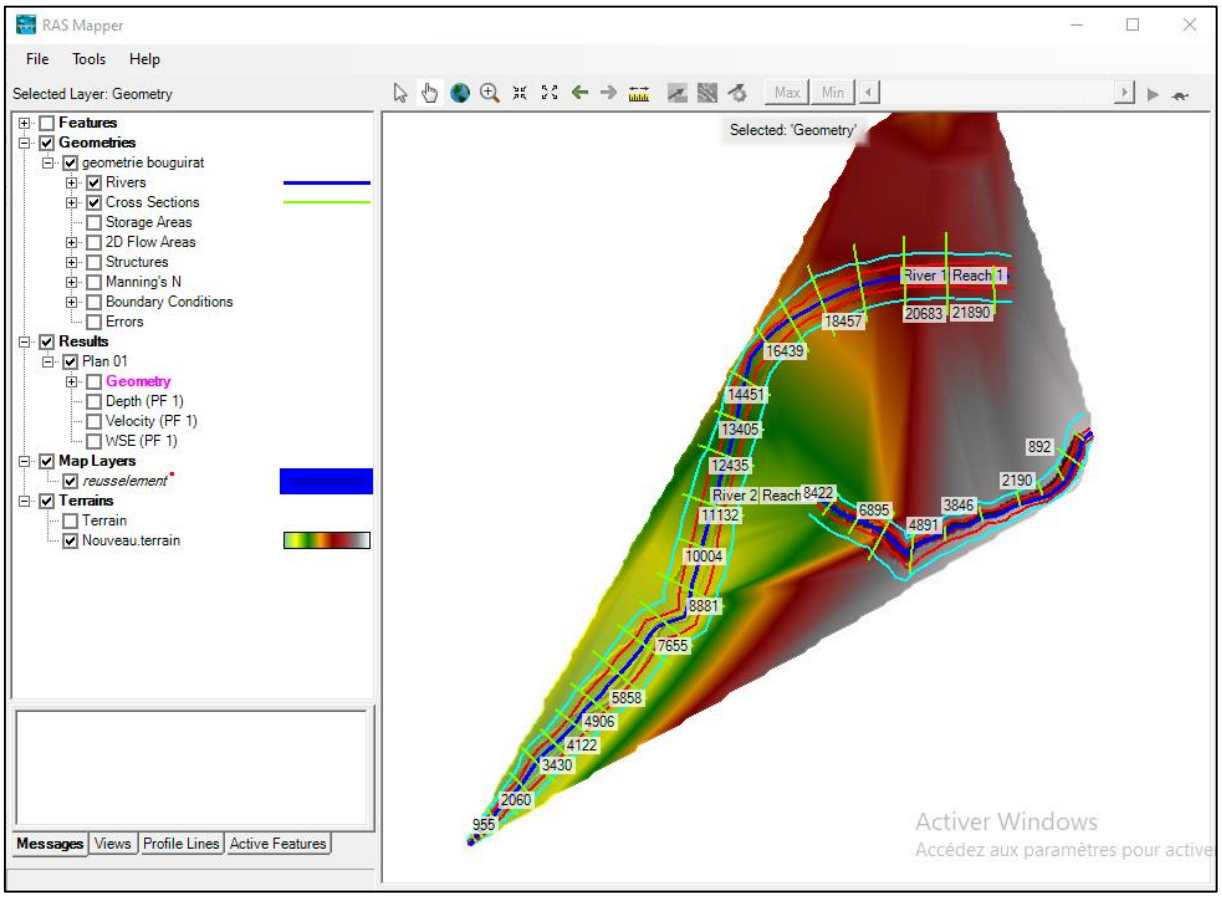


Figure IV. 8: Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued.(HecRas)

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrée pour chaque cours d'eau et les conditions aux limites telle que le coefficient de Manning, pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section de chaque oued.

IV.3.1.2.2. Simulation :

Après avoir introduire les données géométriques, hydrométrique et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcul. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

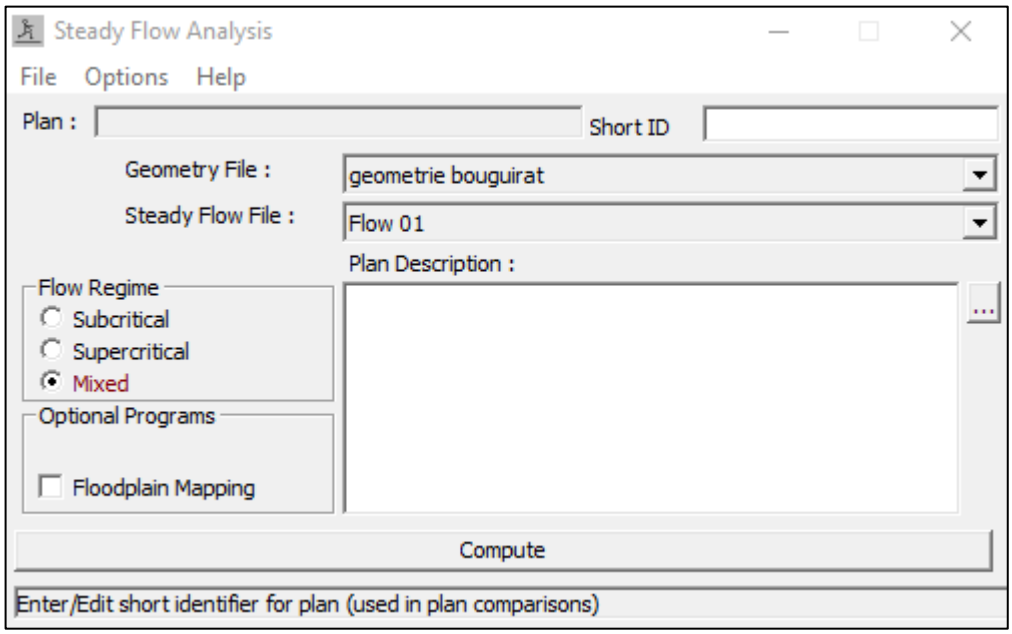


Figure IV. 9: Simulation par le logiciel Hec-Ras.

IV.3.1.2.3. Résultat de la simulation :

Le plan des cours d'eau en trois dimensions, leurs profils en longs du modèle géométrique, la courbe de tarage et le tableau des paramètres hydrauliques pour l'ensemble des sections, sont présentés ci-dessous :

- **Le profil en long :**

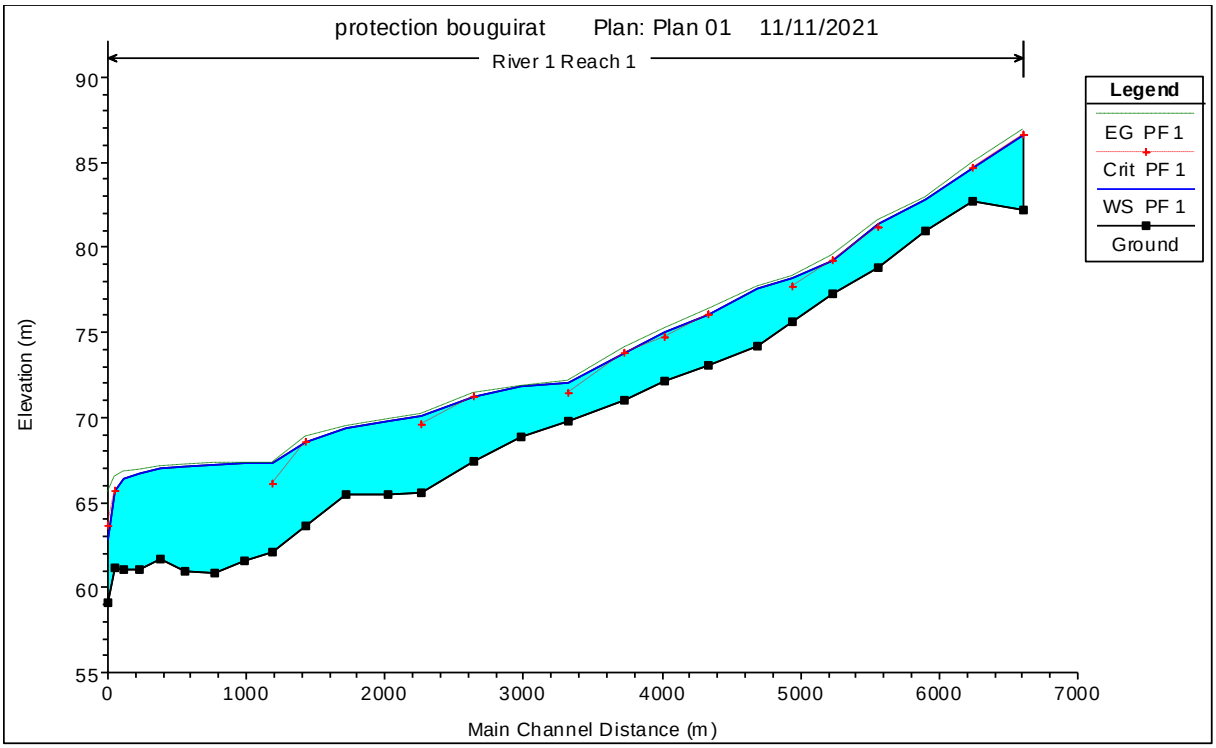


Figure IV. 10: Profil en long après la simulation (River 1). (HecRas)

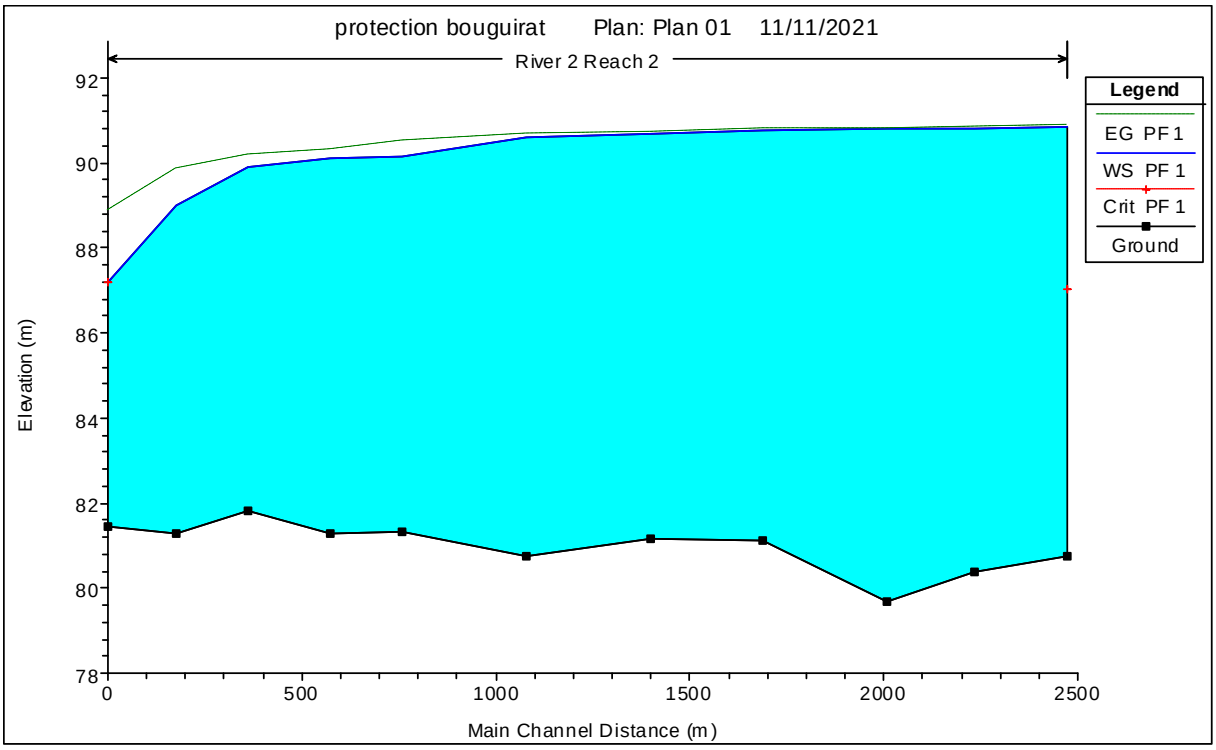


Figure IV. 11: Profil en long après la simulation (River 2).(HecRas)

- **Vue en Plan en 3D de l'Oued :**

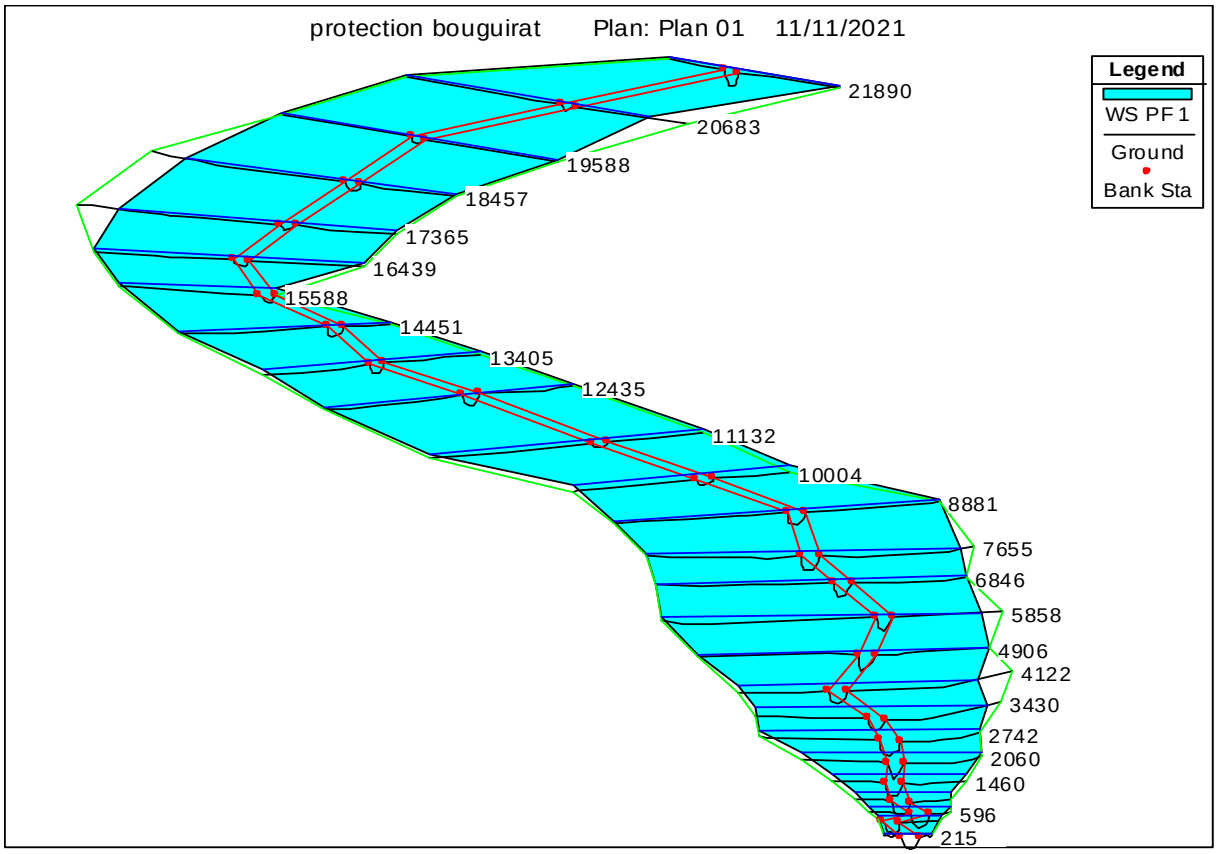


Figure IV. 12: Vue en plan en 3D après la simulation (River 1).(HecRas)

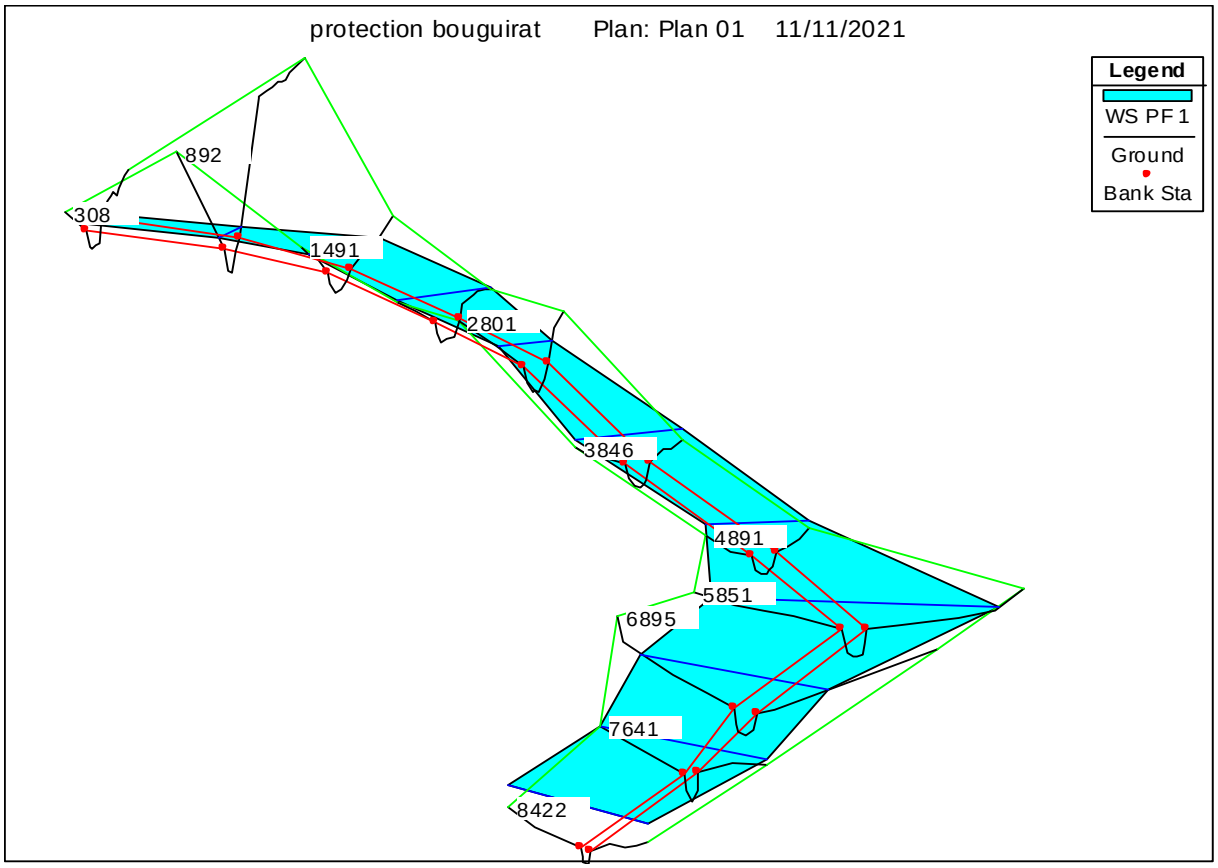


Figure IV. 13: Vue en plan en 3D après la simulation (River 2). (HecRas)

- **La courbe de tarage :**

HEC-RAS a permis de fournir une représentation de la variation de la hauteur d'eau en (m) en fonction de débit en m3 /s.

River 1 :

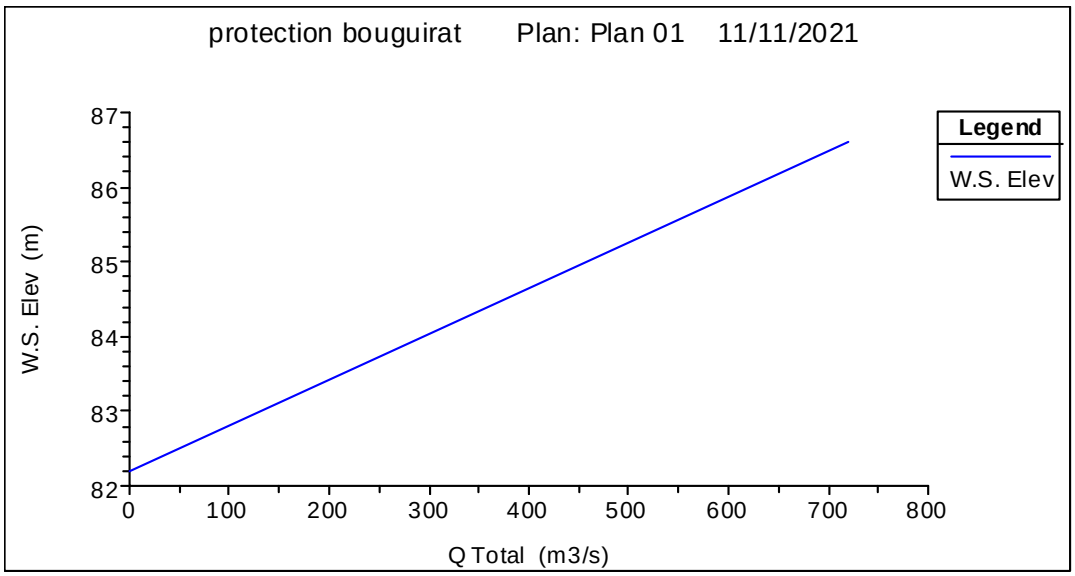


Figure IV. 14: Courbe de tarage du 1er tronçon.(HecRas)

River 2 :

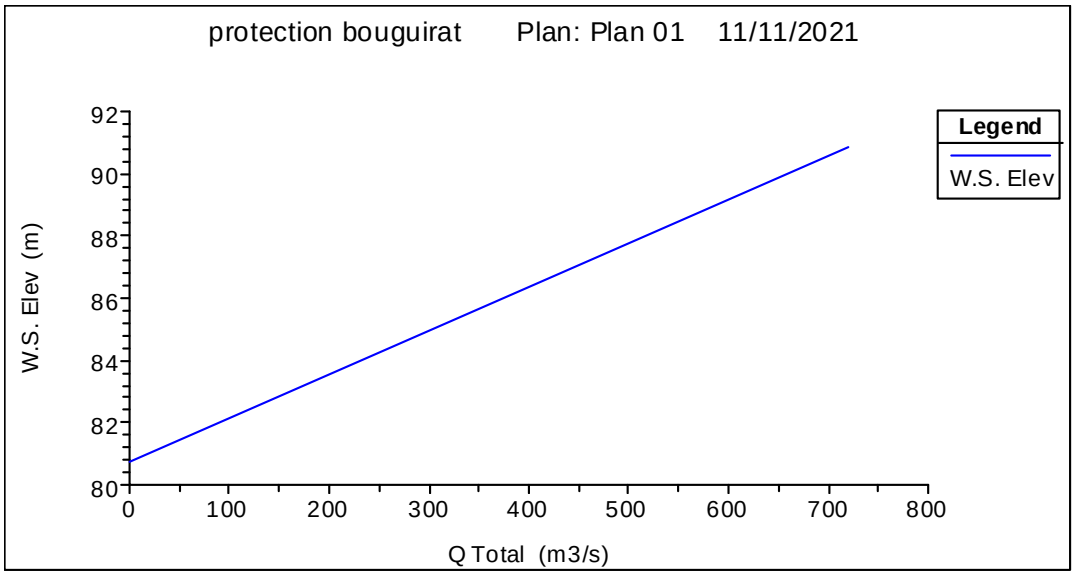


Figure IV. 15: Courbe de tarage du 2eme tronçon. (HecRas)

- **Les profils en travers :**

Après la simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS, dans le but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation des zones inondables.

On remarque les différentes sections dans les figures qui suivent :

River 1 :

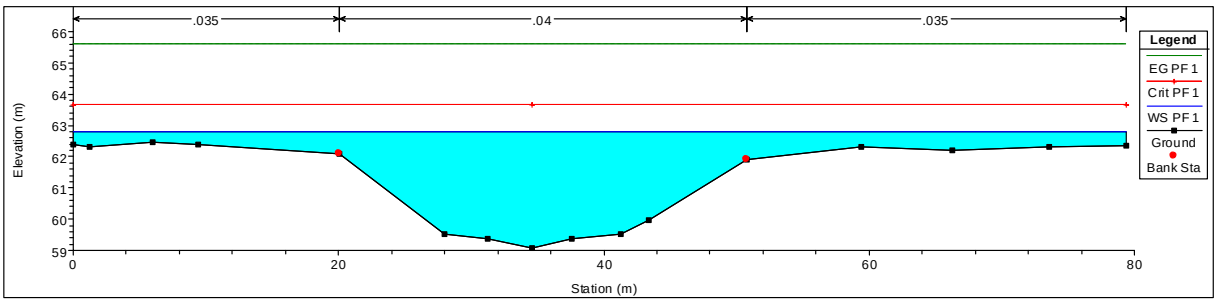


Figure IV. 16: Section en travers S215. (HecRas)

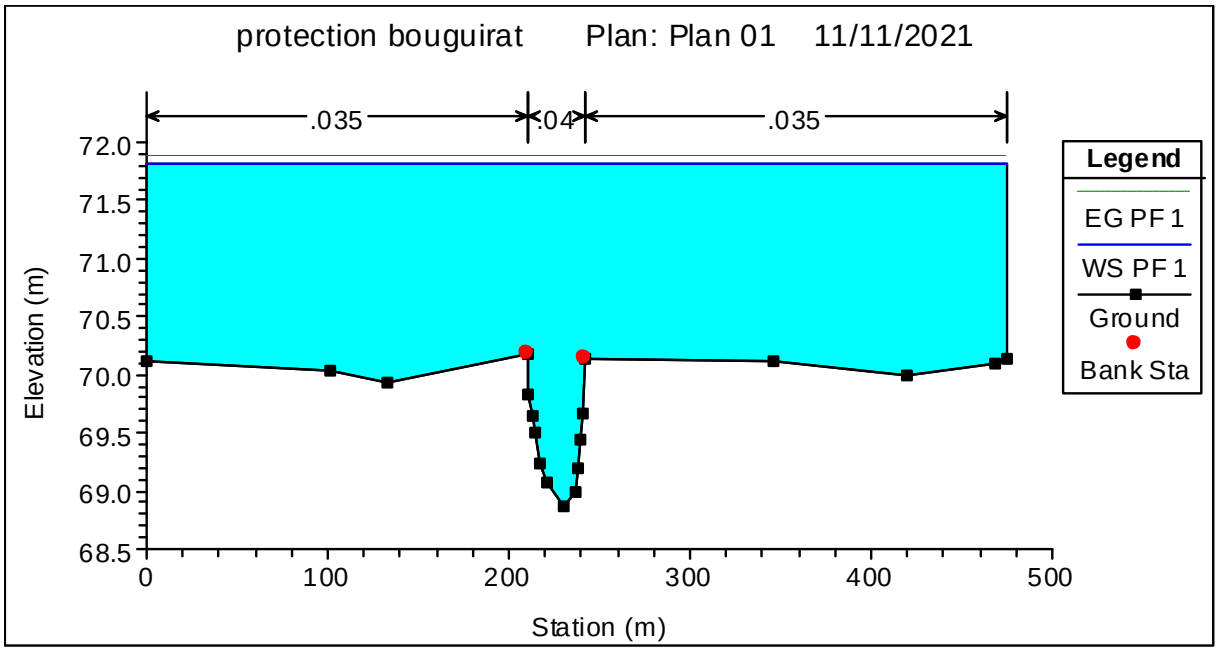


Figure IV. 17: Section en travers S10004. (HecRas)

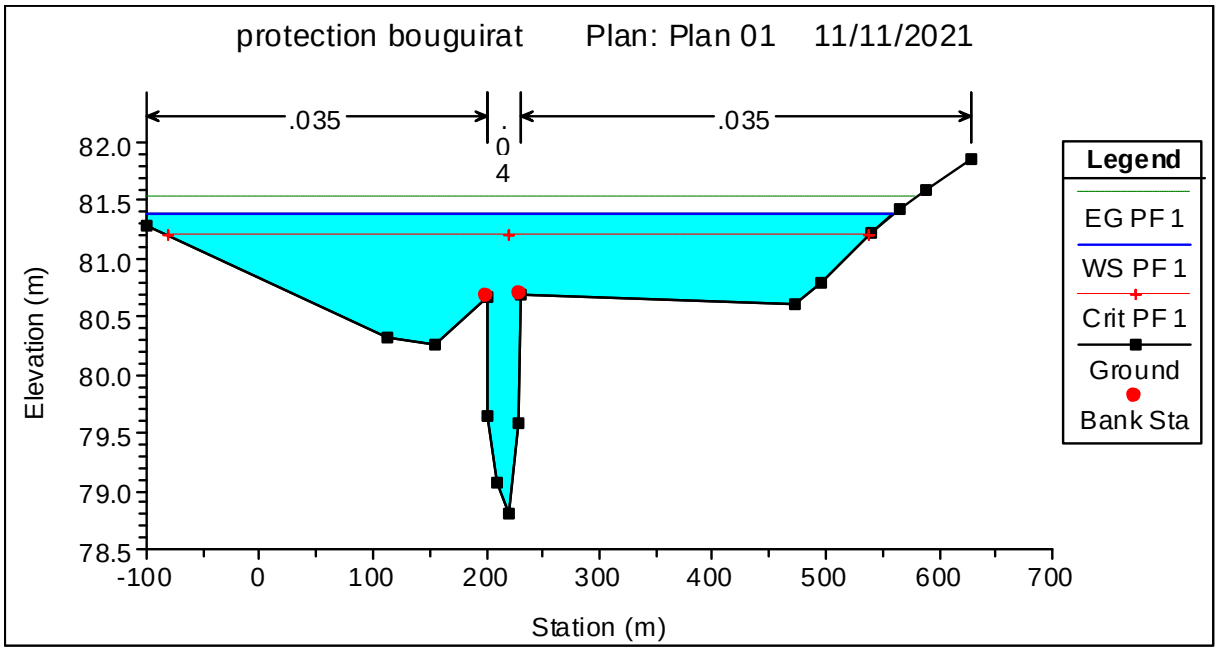


Figure IV. 18: Section en travers S18457. (HecRas)

River 2 :

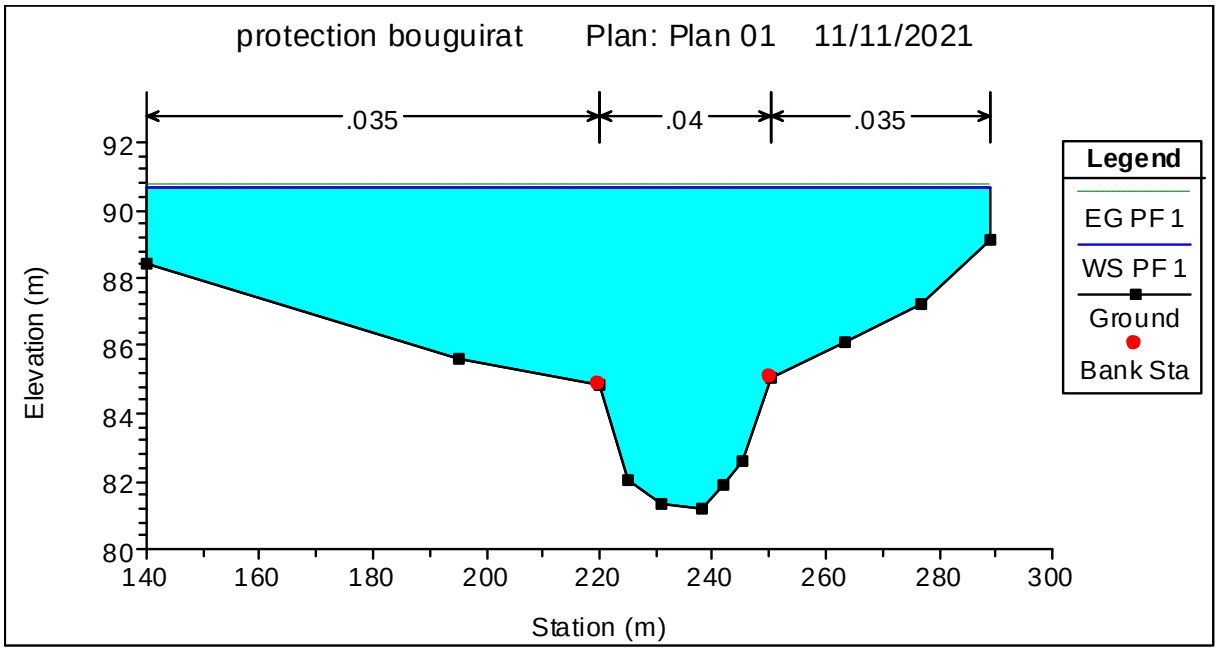


Figure IV. 19: Section en travers S4891. (HecRas)

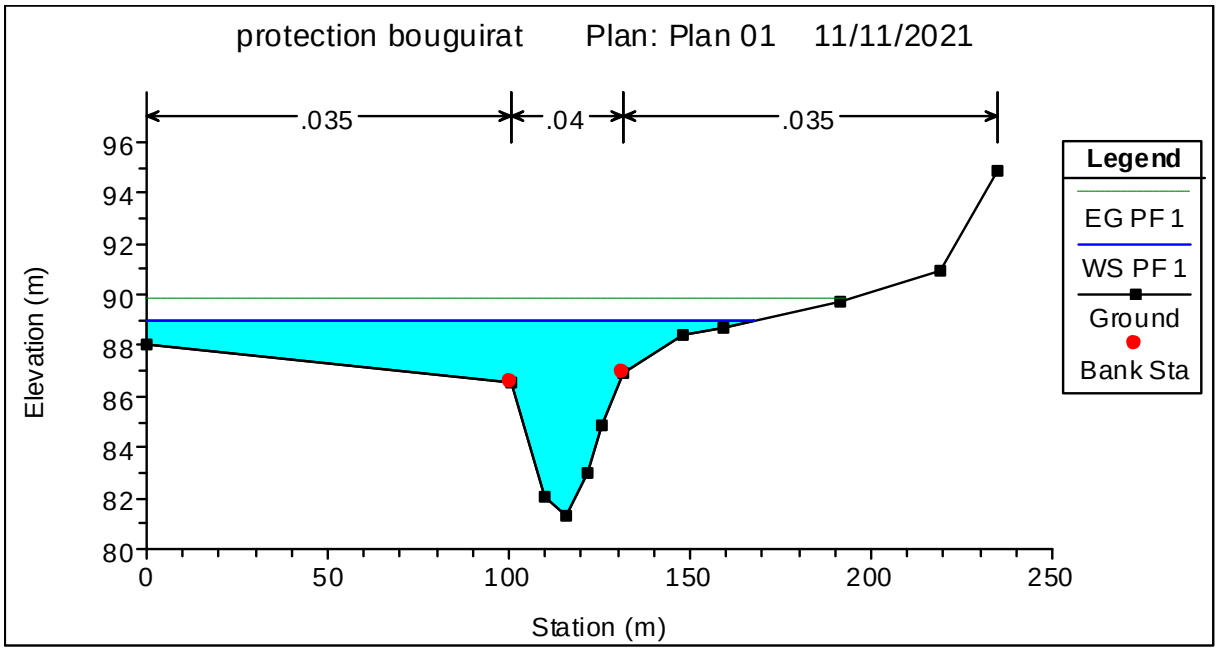


Figure IV. 20: Section en travers S892. (HecRas)

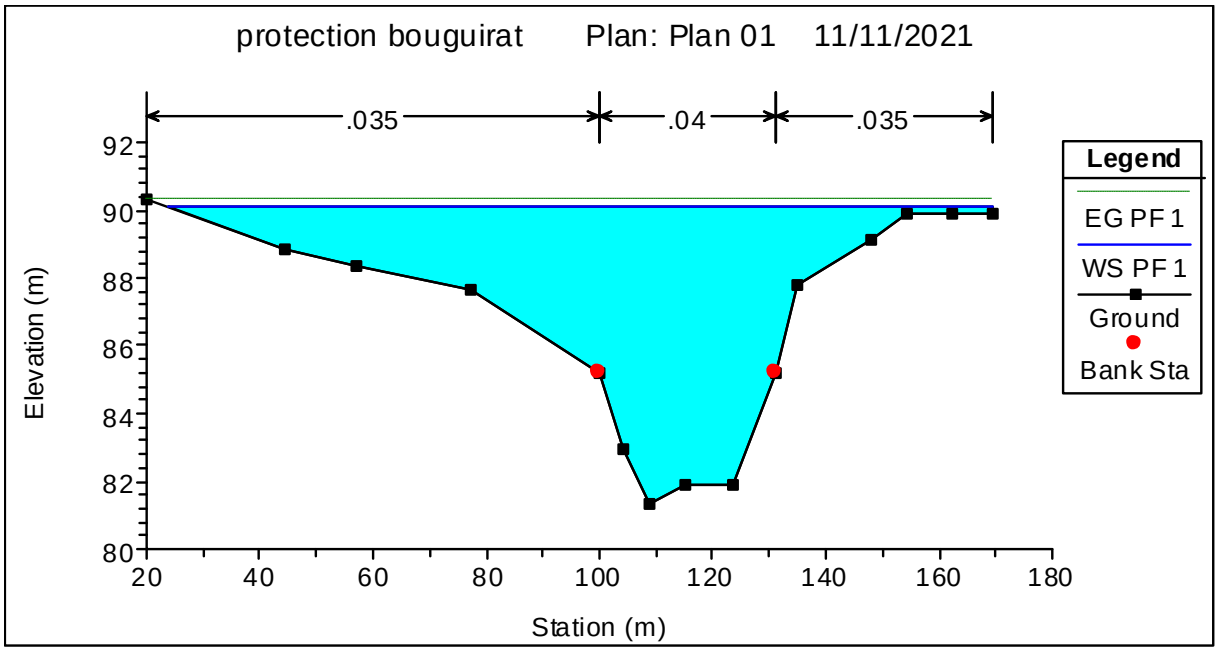


Figure IV. 21: Section en travers S2190. (HecRas)

Voici une présentation des zones inondables :



Figure IV. 22: les zones inondables.

- **Tableaux récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques :**

Tableau IV. 1: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (River 1)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Reach 1	21890	PF 1	721	82.19	86.61	86.59	86.95	0.003544	3.32	366.98	384.42	0.57
Reach 1	20683	PF 1	721	82.7	84.71	84.67	84.96	0.009054	2.9	343.95	564.36	0.79
Reach 1	19588	PF 1	721	80.93	82.8		82.93	0.00423	2.14	467.23	626.53	0.55
Reach 1	18457	PF 1	721	78.8	81.38	81.2	81.54	0.003847	2.51	448.06	556	0.55
Reach 1	17365	PF 1	721	77.23	79.2	79.2	79.51	0.011162	3.23	315.82	508.86	0.88
Reach 1	16439	PF 1	721	75.6	78.18	77.7	78.27	0.001759	1.7	548.43	475.8	0.38
Reach 1	15588	PF 1	721	74.16	77.55		77.72	0.002322	2.21	404.68	270.72	0.43
Reach 1	14451	PF 1	721	73.1	76.04	76.04	76.39	0.006552	3.54	319.64	367.98	0.72
Reach 1	13405	PF 1	721	72.11	75.06	74.66	75.18	0.002134	2.07	480.93	407.75	0.42
Reach 1	12435	PF 1	721	71.03	73.79	73.79	74.11	0.0072	3.46	333.25	449.43	0.75
Reach 1	11132	PF 1	721	69.81	72.08	71.47	72.14	0.001243	1.37	630.54	515.51	0.31
Reach 1	10004	PF 1	721	68.86	71.82		71.87	0.000537	1.1	741.93	407.59	0.22
Reach 1	8881	PF 1	721	67.47	71.19	71.19	71.45	0.004169	3.15	420.14	581.52	0.59
Reach 1	7655	PF 1	721	65.57	70.13	69.58	70.21	0.000886	1.73	680.33	534.07	0.28
Reach 1	6846	PF 1	721	65.48	69.82		69.92	0.001486	2.01	578.36	530.03	0.36
Reach 1	5858	PF 1	721	65.45	69.4		69.49	0.001388	1.76	584.57	541.79	0.34
Reach 1	4906	PF 1	721	63.67	68.57	68.57	68.87	0.003305	3.24	408.1	497.25	0.54
Reach 1	4122	PF 1	721	62.13	67.32	66.03	67.37	0.000352	1.21	825.8	407.07	0.19
Reach 1	3430	PF 1	721	61.53	67.29		67.31	0.000163	0.9	1035.72	392.03	0.13
Reach 1	2742	PF 1	721	60.89	67.24		67.27	0.000199	1.04	948.13	374.04	0.14
Reach 1	2060	PF 1	721	60.97	67.15		67.21	0.000442	1.41	693.56	307.65	0.21
Reach 1	1460	PF 1	721	61.69	66.99		67.1	0.000788	1.82	517.99	228.55	0.28
Reach 1	955	PF 1	721	61.03	66.75		66.94	0.001192	2.36	397.18	162.97	0.35
Reach 1	596	PF 1	721	61.05	66.42		66.76	0.002195	3.04	308.14	140.28	0.46
Reach 1	393	PF 1	721	61.18	65.69	65.69	66.48	0.007203	4.54	196.97	108.52	0.8
Reach 1	215	PF 1	721	59.07	62.81	63.64	65.6	0.026754	7.77	108.74	79.4	1.51

Tableau IV. 2: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (River 2).

Reach	River station	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 2	8422	PF 1	721	80.74	90.86	87.04	90.9	0.000132	1.14	840.2	198.75	0.12
Reach 2	7641	PF 1	721	80.37	90.79		90.86	0.000265	1.52	698.24	224.81	0.16
Reach 2	6895	PF 1	721	79.68	90.79		90.82	0.000073	0.94	1075.5	248.39	0.09
Reach 2	5851	PF 1	721	81.12	90.76		90.79	0.000104	1	1081.2	340.28	0.11
Reach 2	4891	PF 1	721	81.17	90.67		90.74	0.000181	1.35	642.22	122.81	0.15
Reach 2	3846	PF 1	721	80.74	90.6		90.68	0.000209	1.45	621.94	130.92	0.16
Reach 2	2801	PF 1	721	81.33	90.15		90.52	0.00103	2.85	288.72	65.98	0.34
Reach 2	2190	PF 1	721	81.3	90.11		90.34	0.000609	2.3	393.64	115.78	0.27
Reach 2	1491	PF 1	721	81.81	89.9		90.18	0.000857	2.58	347.18	99.11	0.31
Reach 2	892	PF 1	721	81.3	88.98		89.85	0.003251	4.2	181.72	44.98	0.58
Reach 2	308	PF 1	721	81.44	87.18	87.18	88.88	0.008586	5.87	130.58	42.86	0.89

IV.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on conclut que le cours d'eau est inondé sur toute sa longueur selon la variation de la vitesse et du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,11 et 1,5.

CHAPITRE V :

ETUDES DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Introduction :

L'aménagement des cours d'eau a longtemps été considéré d'un point de vue fonctionnel, en regard de la protection contre les crues. Les mesures d'aménagement se doivent aujourd'hui d'intégrer également les aspects environnementaux, sociétaux et économiques. Dans ce chapitre on va étudier les différentes variantes et choisir la plus efficace à un cout abordable.

V.1. Principe d'aménagement :

V.1.1. Les types d'aménagement :

Il existe des différents types d`aménagements des oueds chacun leur caractéristique. Ces types sont comme suit :

- **Reprofilage :** modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à uniformiser sa pente, modifiant la zonation du profil en long. Ce type d'opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit. (AFB.2018)
- **Curage :** l'amélioration des conditions des cours d'eau tout en éliminant les sédiments et les obstacles trouvés dans les cours d'eau pour diminuer la rugosité.
- **Protection des berges :** Les berges sont attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues, qui peuvent provoquer le transport de quelque partie de la terre ou même un glissement de terrain du aux infiltrations d'eau, ce qui nécessite des ouvrages qui maintiennent la stabilité de la terre.
- **Réalisation des canaux :** la régénération du couloir initial de l'oued avec des différents matériaux de différentes structures.
- **Création des canaux périphériques :** dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

V.1.2. Dimensionnement des canaux :

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S i^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

Q : Débit de dimensionnement (m^3/s).
n : Rugosité du canal.
S : Section mouillée du canal en (m^2).
P : Périmètre mouillée (m).
I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).
R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S}{P}$$

Quelques formules des éléments géométriques pour des différents types de section de canaux :

	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b+2\times mh$	$2\times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2})\cdot D$ ou $2\sqrt{h\cdot(D-h)}$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
Surface, S	$b\times h$	$(b+mh)\cdot h$	$m\times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)\cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b+2h$	$b+2\cdot h\cdot\sqrt{1+m^2}$	$2h\cdot\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta\cdot D$	$B+\frac{8}{3}\frac{h^2}{B}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{(b+mh)\cdot h}{b+2h\cdot\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\cdot\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1-\frac{\sin\theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2B^2h}{3B^2+8h^2}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b+mh)h}{b+2\times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta-\sin\theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2}{3}h$
Angle du segment circulaire, θ				$\theta=2\arccos\left(\frac{\frac{D}{2}-h}{\frac{D}{2}}\right)$	

Figure V. 1: Géométrie des différentes sections immergées dans un canal

Dans notre étude, les paramètres hydrauliques ont été calculés d'après le logiciel Flow Master.

V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement :

V.1.3.1. La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique.

V.1.3.2. Le coefficient de rugosité :

La rugosité du canal dépendante de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 1: Valeurs de coefficient de rugosité (Table de rugosité de Manning).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité « n »
Canal en gabion	0.030
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal à revêtement en béton	0.014

V.1.3.3. Revanche des canaux :

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc. La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (degoutte, 2008).

Tableau V. 2: Revanches utilisées (Degoutte, 2012)

Débit(m^3/s)	Q <0.75	0.75 < Q < 1.5	1.5 < Q < 8.5	Q >8.5
Revanche(m)	0.45	0.6	0.75	0.9

V.1.3.4. La vitesse d'érosion :

Afin d'éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale.

V.2. Etude des variantes :

Les variantes proposées pour l'aménagement des oueds sont :

- Un canal trapézoïdal en béton armé.
- Un canal rectangulaire en béton armé.
- Enrochement.

V.2.1. Canal trapézoïdal en béton armé :

La forme trapézoïdale est choisie car elle représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grandeur capacitée de transit des eaux, le champ d'écoulement est maximum, et parce qu'elle présente un profil plus stable.

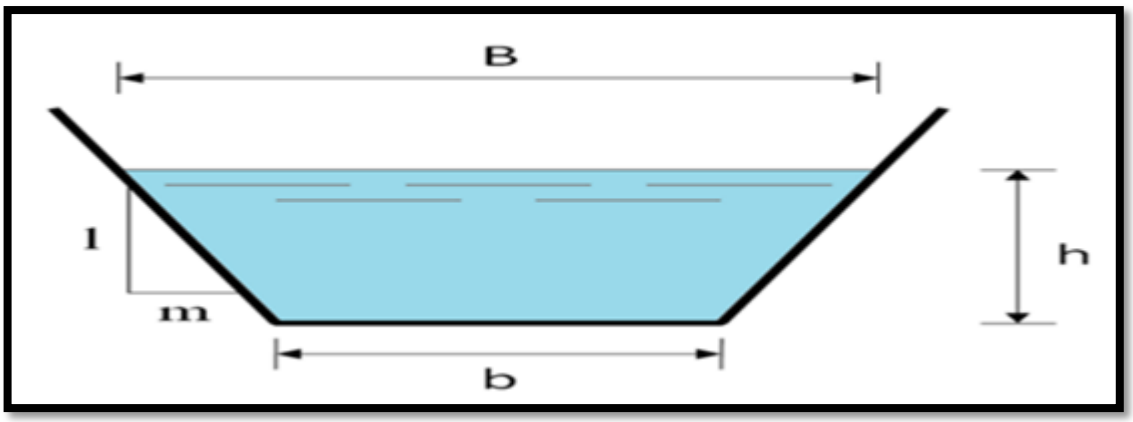


Figure V. 2: canal trapézoïdal

V.2.1.1. Dimensionnement :

Les dimensions des canaux trapézoïdaux en béton armés de chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V. 3: Dimensionnement de l'aménagement (Canal trapézoïdal en béton

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)	Valeur de « n »
River 1								
1	21890	18457	959.93	0.68	30	2.80	1	0.014
2	18457	15588	871.83	0.60	30	2.90	1	0.014
3	15588	12435	958.3	0.36	30	3.30	1	0.014
4	12435	8881	1077.45	0.35	30	3.40	1	0.014
5	8881	5858	911.76	0.42	30	3.20	1	0.014
6	5858	3430	740.36	0.24	30	3.70	1	0.014
7	3430	1460	597.53	0.32	30	3.40	1	0.014
8	1460	215	535.55	1.64	30	2.30	1	0.014
River 2								
1	8422	5851	772.47	2.14	30	2.20	1	0.14
2	5851	2801	931.84	0.79	30	2.70	1	0.14
3	2801	308	766.93	1.04	30	2.60	1	0.14

V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement :

En utilisant le logiciel FlowMaster on aura les résultats de la simulation présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 4: Paramètres d'écoulement de la variante (canal trapézoïdal en béton armé).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau (m)	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Larger au miroir	Régime
River 1									
1	721	9.55	2.30	75.5	36.6	2.1	2.065	34.67	Torrentiel
2	721	9.17	2.40	78.6	36.9	2.1	1.949	34.85	Torrentiel
3	721	7.77	2.80	92.8	38	2.4	1.538	35.65	Torrentiel
4	721	7.7	2.90	93.6	38.1	2.54	1.518	35.7	Torrentiel
5	721	8.17	2.70	88.2	37.6	2.3	1.652	35.4	Torrentiel
6	721	6.81	3.20	105.9	39	2.7	1.274	36.38	Torrentiel
7	721	7.48	2.90	96.4	38.3	2.5	1.457	35.86	Torrentiel
8	721	12.65	1.80	57	35.1	1.6	3.1	33.59	Torrentiel
River 2									
1	721	13.76	1.70	52.4	34.7	1.5	3.5	33.31	Torrentiel
2	721	10.02	2.20	72	36.3	2	2.214	34.47	Torrentiel
3	721	10.94	2.10	65.9	35.8	1.8	2.513	34.11	Torrentiel

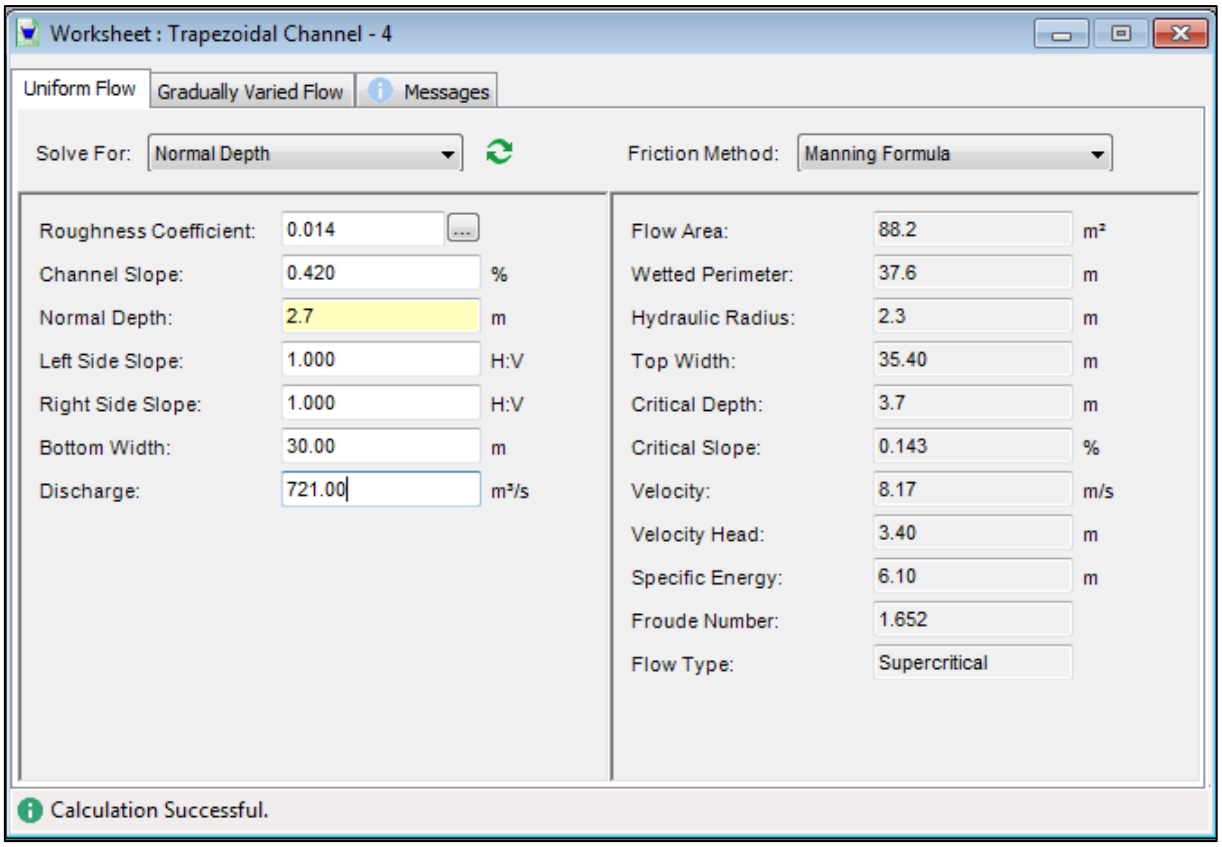


Figure V. 3: les paramètres hydrauliques obtenus par Flow Master.

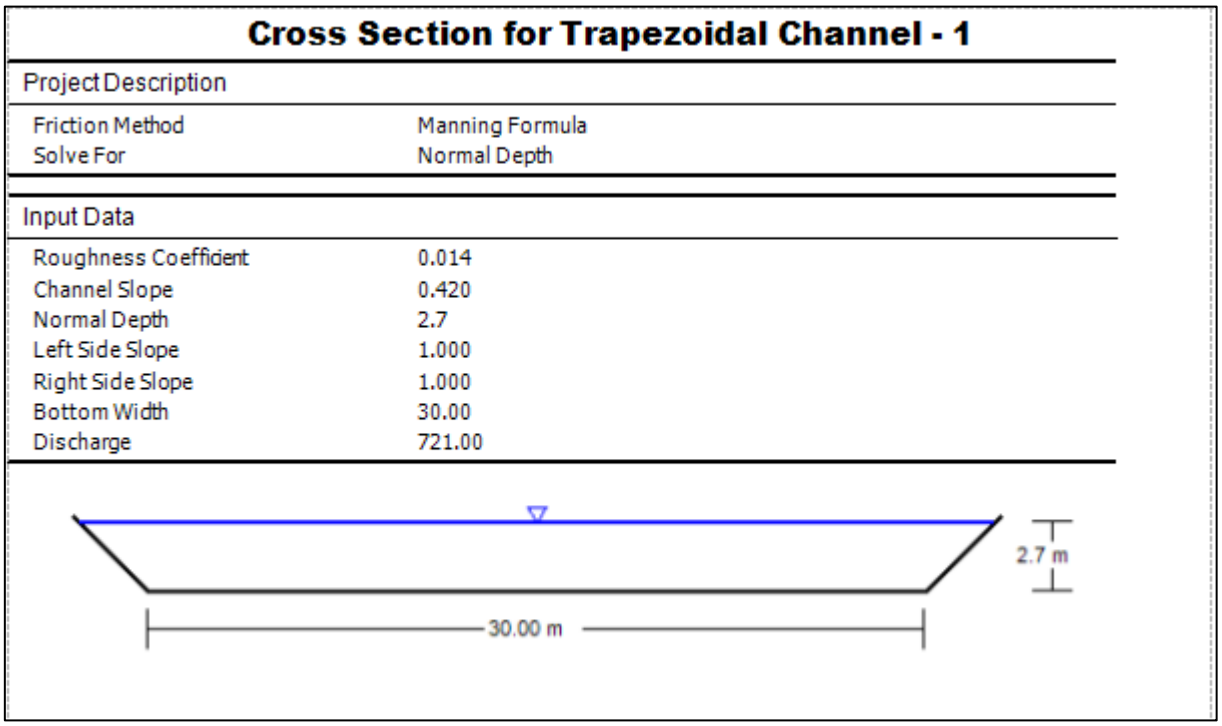


Figure V. 4: Résultat obtenu par le logiciel Flow Master pour un canal trapézoïdal.

River 1 :

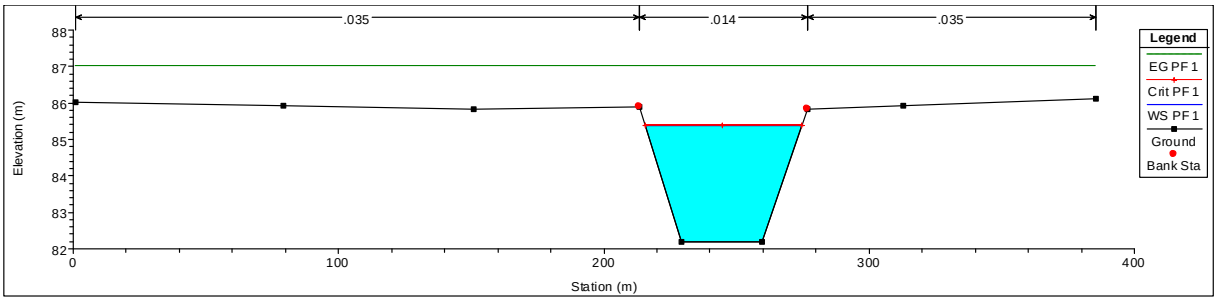


Figure : Section en travers S21890. (HecRas)

River 2 :

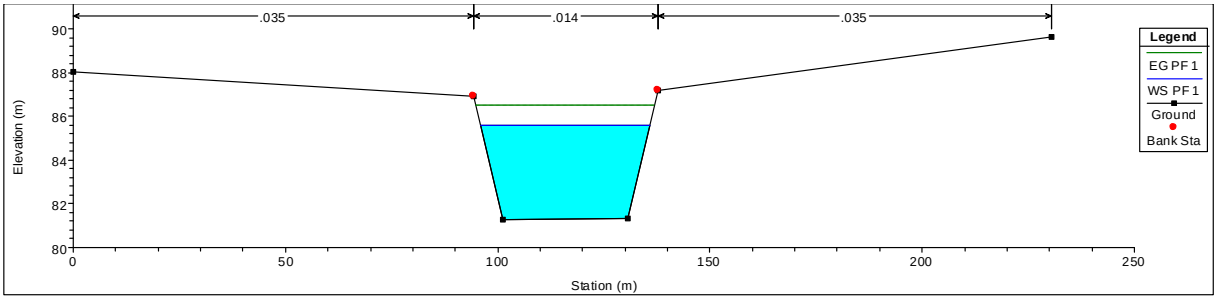


Figure V. 5: Section en travers S892. (HecRas)

V.2.1.3. Estimation du cout de la variante :

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour le béton armé, pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10cm. Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V. 5: Devis de la variante (canal trapézoïdal en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	847877.651	250	211 969 412.80
Remblai	m^3	1030672.96	700	721 471 070.61
Béton de propreté	m^3	34442.1728	8000	275 537 382.71
Béton armé dosé 350 kg/m3	m^3	51663.25926	32000	1 653 224 296.28
Montant total				2 862 202 162.40

V.2.2. Canal rectangulaire :

L'aménagement consiste en une projection d'un canal de forme rectangulaire couvert en béton armé.

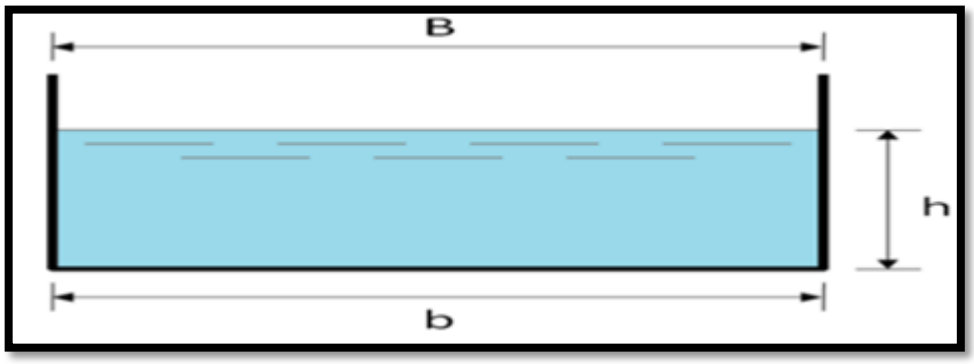


Figure V. 6: canal rectangulaire

V.2.2.1. Dimensionnement :

Les dimensions des canaux rectangulaires en béton armés de chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V. 6: Dimensionnement de l'aménagement (Canal rectangulaire en béton armé).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)	Valeur de « n »
River 1								
1	21890	18457	959.93	0.68	40	3.00	1	0.014
2	18457	15588	871.83	0.60	40	3.10	1	0.014
3	15588	12435	958.3	0.36	40	3.50	1	0.014
4	12435	8881	1077.45	0.35	40	3.60	1	0.014
5	8881	5858	911.76	0.42	40	3.40	1	0.014
6	5858	3430	740.36	0.24	40	4.00	1	0.014
7	3430	1460	597.53	0.32	40	3.60	1	0.014
8	1460	215	535.55	1.64	40	2.40	1	0.014
River 2								
1	8422	5851	772.47	2.14	40	2.20	1	0.014
2	5851	2801	931.84	0.79	40	2.90	1	0.014
3	2801	308	766.93	1.04	40	2.70	1	0.014

V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement :

En utilisant le logiciel Flow Master, on aura les résultats de la simulation présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 7: Paramètres d'écoulement de la variante (canal rectangulaire en béton armé).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau (m)	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Larger au miroir	Régime
River 1									
1	721	9.73	2.50	74.1	34.9	2.1	1.976	40	Torrentiel
2	721	9.35	2.60	77.1	35.1	2.2	1.861	40	Torrentiel
3	721	7.94	3.00	90.9	36.1	2.5	1.456	40	Torrentiel
4	721	7.86	3.10	91.7	36.1	2.5	1.436	40	Torrentiel
5	721	8.34	2.90	86.5	35.8	2.4	1.568	40	Torrentiel
6	721	6.96	3.50	103.6	36.9	2.8	1.197	40	Torrentiel
7	721	7.64	3.10	94.4	36.3	2.6	1.376	40	Torrentiel
8	721	12.84	1.90	56.1	33.7	1.7	2.998	40	Torrentiel
River 2									
1	721	13.96	1.70	51.6	33.4	1.5	3.398	40	Torrentiel
2	721	10.2	2.4	70.7	34.7	2	2.122	40	Torrentiel
3	721	11.13	2.2	64.8	34.3	1.9	2.418	40	Torrentiel

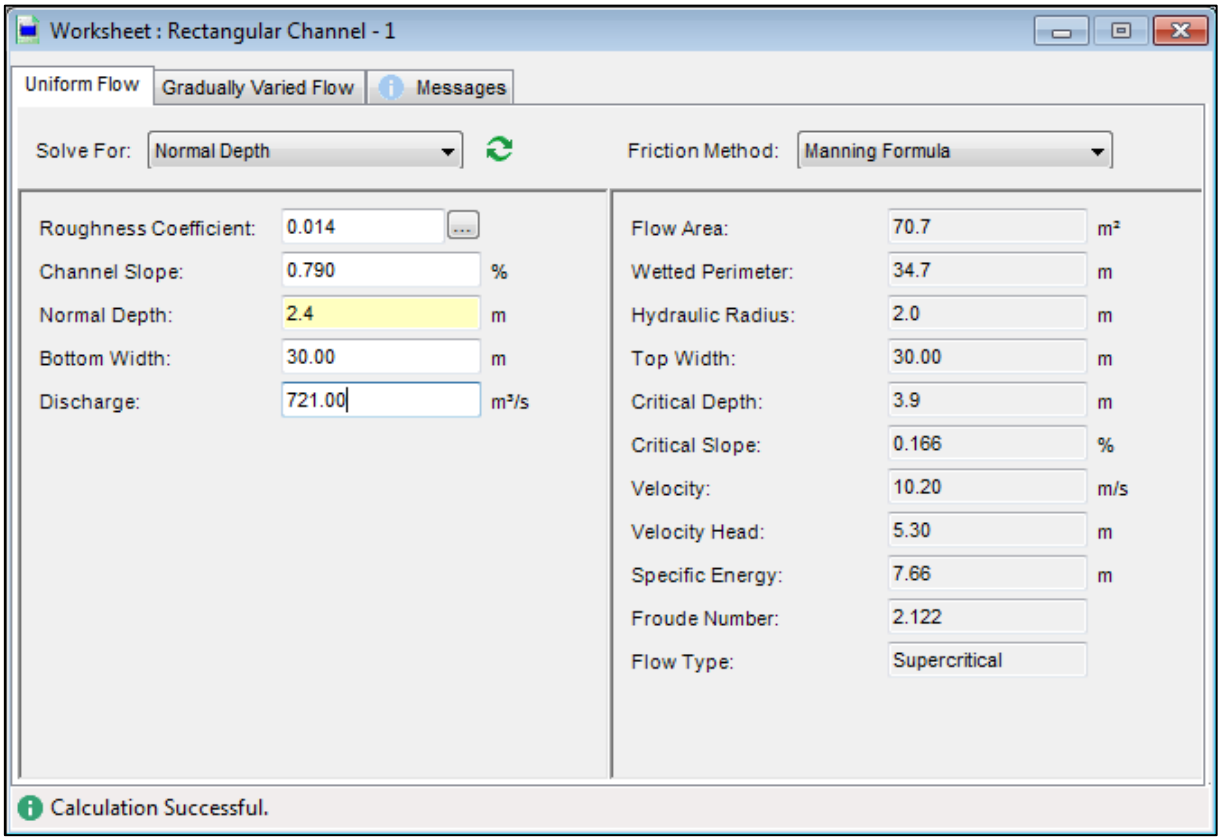


Figure V. 7: les paramètres hydrauliques obtenus par Flow Master.

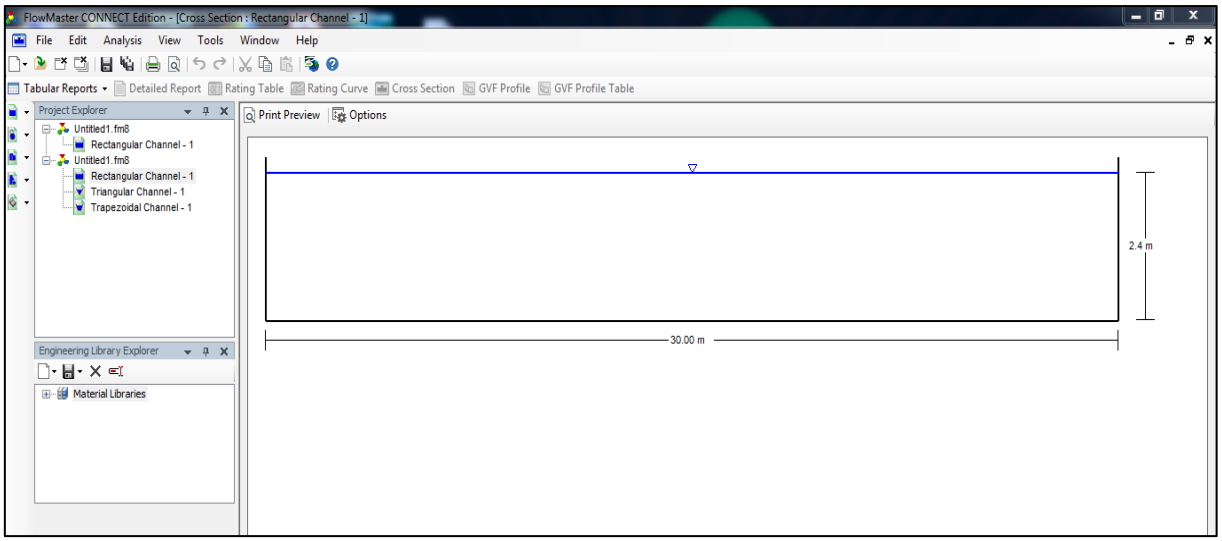


Figure V. 8: Résultat obtenu par le logiciel Flow Master pour un canal rectangulaire.

River 1 :

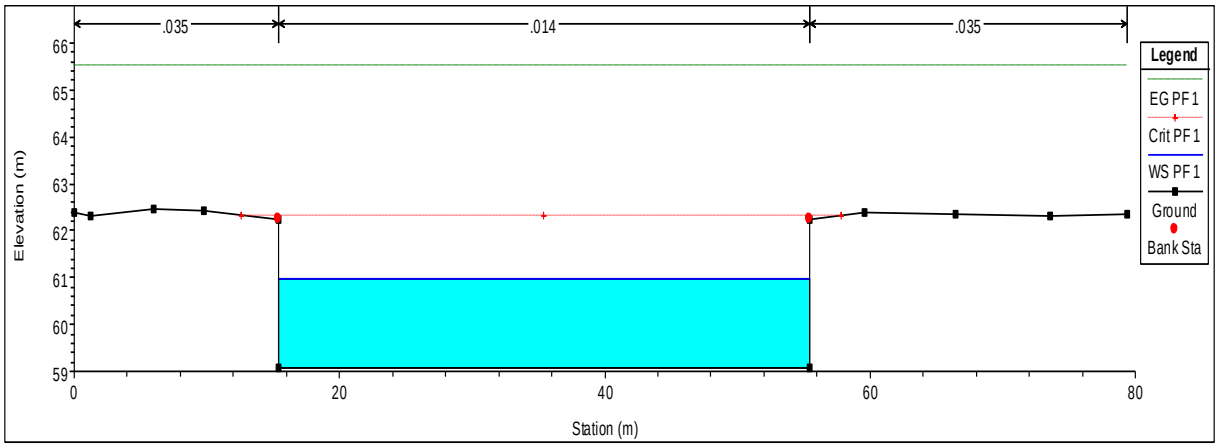


Figure V. 9: Section en travers S 215. (HecRas)

River 2 :

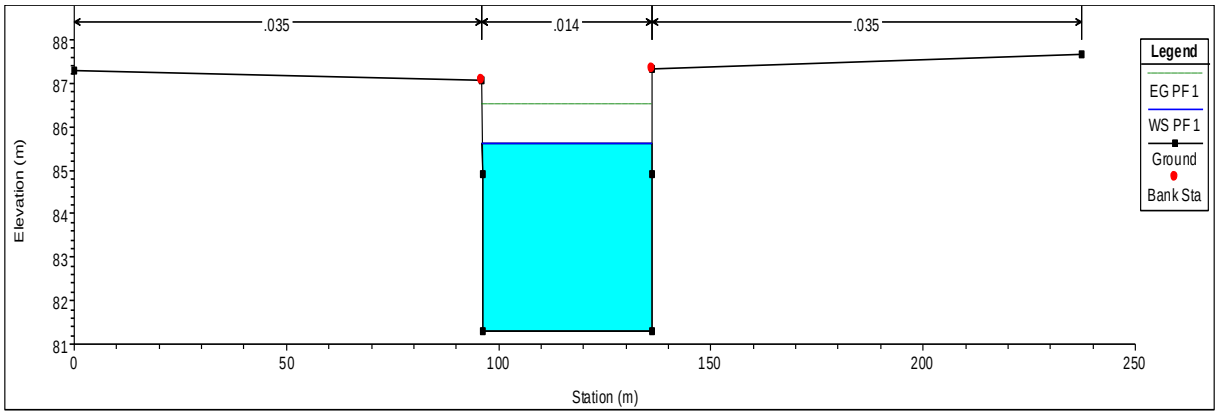


Figure V. 10: Section en travers S 892. (HecRas)

V.2.2.3. Estimation du cout de la variante :

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour le béton armé, pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10cm. Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V. 8: Devis de la variante (canal rectangulaire en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	1102141.272	250	275 535 318.05
Remblai	m^3	1337629.63	700	936 340 740.44
Béton de propreté	m^3	42252.9332	8000	338 023 465.60
Béton armé dosé 350 kg/m3	m^3	63379.3998	32000	2 028 140 793.60
Montant total				3 578 040 317.69

V.2.3. Enrochement :

Un enrochement a pour principal but d'empêcher l'érosion des berges. Cette technique consiste à ériger le long de la berge endommagée par l'érosion un mur en rochers d'épaisseur variable et de combler l'espace laissé vide par un matériau meuble (la terre, du sable ou des graviers). Entre les rochers et ce matériau on place généralement un matériau géotextile ou un film plastique pour que la terre ne s'évacue pas par ruissellement de la berge vers la rivière.Ce filtre doit laisser passer l'eau et doit retenir les fines et les cailloux.

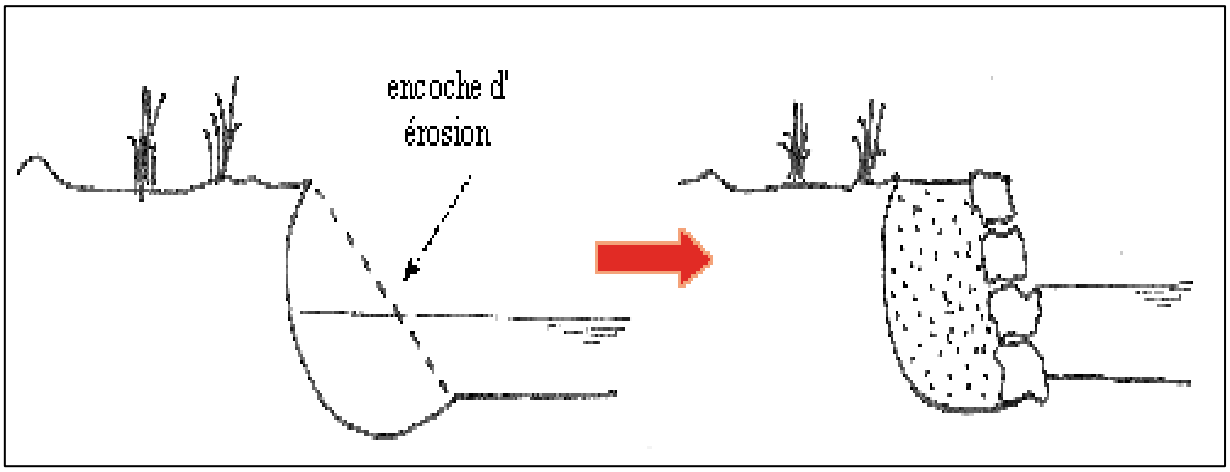


Figure V. 11: Enrochement.

En utilisant le logiciel Flow Master, on aura les résultats mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9: Dimensionnement de l'aménagement (Enrochement).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)	Valeur de « n »
River 1								
1	21890	18457	959.93	0.68	30	2.80	1.5	0.025
2	18457	15588	871.83	0.60	30	2.90	1.5	0.025
3	15588	12435	958.3	0.36	30	3.30	1.5	0.025
4	12435	8881	1077.45	0.35	30	3.30	1.5	0.025
5	8881	5858	911.76	0.42	30	3.10	1.5	0.025
6	5858	3430	740.36	0.24	30	3.60	1.5	0.025
7	3430	1460	597.53	0.32	30	3.40	1.5	0.025
8	1460	215	535.55	1.64	30	2.30	1.5	0.025
River 2								
1	8422	5851	772.47	2.14	30	2.10	1.5	0.025
2	5851	2801	931.84	0.79	30	2.70	1.5	0.025
3	2801	308	766.93	1.04	30	2.50	1.5	0.025

V.2.3.1. Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 10: Paramètres d'écoulement de la variante (Enrochement).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau (m)	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Larger au miroir	Régime
River 1									
1	721	9.38	2.30	76.90	38.30	2.00	2.07	36.90	Torrentiel
2	721	9.00	2.40	80.10	38.60	2.10	1.96	37.16	Torrentiel
3	721	7.61	2.80	94.70	40.00	2.40	1.55	38.32	Torrentiel
4	721	7.54	2.80	95.60	40.10	2.40	1.53	38.39	Torrentiel
5	721	8.01	2.60	90.00	39.60	2.30	1.66	37.95	Torrentiel
6	721	6.66	3.10	108.30	41.30	2.60	1.28	39.37	Torrentiel
7	721	7.32	2.90	98.50	40.30	2.40	1.47	38.61	Torrentiel
8	721	12.46	1.80	57.90	36.40	1.60	3.11	35.32	Torrentiel
River 2									
1	721	13.57	1.60	53.10	35.90	1.50	3.51	34.91	Torrentiel
2	721	9.84	2.20	73.20	37.90	1.90	2.22	36.6	Torrentiel
3	721	10.76	2.00	67.00	37.30	1.80	2.52	36.08	Torrentiel

V.2.3.2. Estimation du cout de la variante :

Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V. 11: Devis de la variante (Enrochement).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	824228.545	250	576 959 981.31
Remblai	m^3	992988.964	700	248 247 241.00
Enrochement (pose des roches)	m^3	50149.06927	4000	200 596 277.07
Pose de la Géotextile	m^3	100298.139	1100	110 327 952.39
Montant total				1 136 131 451.76

V.3. Choix de la variante d'aménagement :

V.3.1. Les critères d'évaluation :

Le choix de la variante va se faire selon plusieurs critères :

- **Efficacité hydraulique** : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- **Difficultés de réalisation** : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- **Enjeux environnementaux** : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuelles.
- **Durabilité** : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- **Entretien** : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- **Coût** : correspond à l'appréciation du coût de construction.

V.3.2. Choix de la variante :

Les trois variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais on a choisit la variante avec un canal trapézoïdal en béton armé qui est facile à utiliser, durable, et surtout il a une bonne perméabilité.

V.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a proposé trois variantes pour la protection de Bouguirat contre les inondations, et on a fait une étude technico-économique pour choisir la plus convenable. Le choix final consiste à la projection d'un canal trapézoïdal en béton armé.

CHAPITRE VI :

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'ouvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain. Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VI.1. Organisation de chantier :

VI.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier :

Il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VI.1.1.1. Le maitre de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre, organise toutes les opérations d'investissement, choisit le maitre d'œuvre et les BET, assure le suivi et le contrôle des travaux, et finance les travaux réalisés.

VI.1.1.2. Le maitre d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maitre d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution ainsi que le suivi du règlement des travaux.

VI.1.1.3. L'entreprise :

C'est la réunion des moyens mobiles et immobiles et du personnel dont l'objectif est d'exécuter les travaux, fournir une main d'œuvre qualifiée et correctement encadrée, matériel spécialisé nécessaire à la réalisation de l'ouvrage, et fournir les matériaux.

VI.1.1.4. L'entrepreneur :

C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maitre d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux aux conditions définies dans les pièces du contrat.

VI.1.2. Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter dans notre projet :

- Installation du chantier.
- Décapage de la terre végétale et ouverture de piste.
- Excavation de la tranchée.

- Compactage.
- Mise en œuvre de gabion.
- Le bétonnage.
- Déménagement du chantier.

VI.1.3. Les moyens de chantier :

VI.1.3.1. Les moyens humains :

On doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour ce projet est : conducteur des travaux (pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers), contre maître, chauffeurs pour les engins et les camions ouvriers, ferrailleurs, soudeurs, coffreurs, et topographes.

VI.1.3.2. Les engins :

Le matériel du chantier est décrit dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: les engins utilisés.

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Doseurs	Enlever les obstacles et les herbes
	Pelles	
	Camions	
	Chargeurs	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Doseurs	
	Chargeurs	
	Dumpers	
Compactage	Compacteurs à pieds de mouton	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	

VI.1.4. Pièces contractuelles du marché :

Ce sont les différents documents qui constituent le contrat des travaux :

- La déclaration souscrire.
- La soumission.
- Le cahier des charges.
- Le devis descriptif.
- Les devis quantitatif et estimatif.
- Le bordereau des prix unitaires.

VI.1.4.1. Devis descriptif :

C'est un document qui précise pour chaque état intervenant dans la construction la nature et les caractéristiques des matériaux à utiliser. Il peut dans certain cas indiquer des techniques de construction.

VI.1.4.2. Devis quantitatif :

C'est un document dressé par le métreur, de qui établit pour chaque état d'ouvrage, les quantités détaillées s'y rapportent.

VI.1.4.3. Devis estimatif :

C'est le devis indicatif auquel on ajoute le prix unitaire et le prix total. Il indique le prix unitaire des terrassements et le prix unitaire de fourniture et de pose de béton de propreté et béton armé.

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue :

Tableau VI. 2: Devis des différents travaux

Désignation travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	847877.651	250	211 969 412.80
Remblai	m^3	1030672.96	700	721 471 070.61
Béton de propreté	m^3	34442.1728	8000	275 537 382.71
Béton armé	m^3	51663.25926	32000	1 653 224 296.28
Montant total				2 862 202 162.40
TVA 19 %				543818410.90
Total TTC				3406020573

VI.2. Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VI.2.1. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

VI.2.1.1. Collection des informations :

Ces informations concernant les plans d'architecture de la structure, le cahier de charge, la norme de travail, le rendement des engins et les prix des matériaux de constructions.

VI.2.1.2. Décomposition du projet en tâches :

Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.

VI.2.1.3. Prévoir la relation entre les opérations :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.2.1.4. Attribution des durées :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N \times R}$$

Avec :

T : temps de réalisation en heures.

Q : quantité de travail en (m3, m2, m…).

N : La norme de travail, on prend N =7 h/j.

R : rendement de travail.

VI.2.2. Les techniques de planification :

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- Méthode basée sur le tableau.
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VI.2.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

VI.2.2.1.1. Définition :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

- ✓ **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

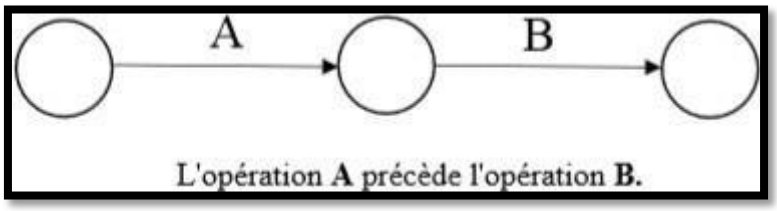


Figure VI. 1: Réseau à flèche

- ✓ **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches**.**

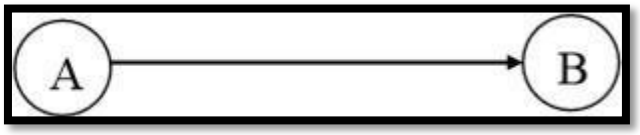


Figure VI. 2: Réseau à nœuds.

L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

VI.2.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Établissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

VI.2.2.1.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :

- **Méthode C.P.M (Méthode française) :** c'est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation du projet et augmenter le rendement du travail en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

❖ **Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, t_r, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	t_r
DFP	DCPP
DFPP	MT

Figure VI. 3: Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Avec :

t_r : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

MT : Marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que :

$$\begin{cases} DFP = DCP + t_r \\ DCPP = DFPP - t_r \end{cases}$$

❖ **Le chemin critique :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 0$$
$$\sum TR_{cc} = DTP$$

- **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):** C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VI.2.2.2. Méthodes basées sur le graphique :

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic) :** Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.
- **Méthode à barres :** Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VI.2.2.2.1. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

- **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.
- **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.2.2.2.2. Diagramme de Gantt :

C'est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'oeil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

VI.2.2.3. Méthode du tableau :

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à flèche.

VI.2.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation du projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Liste des opérations et leurs durées.

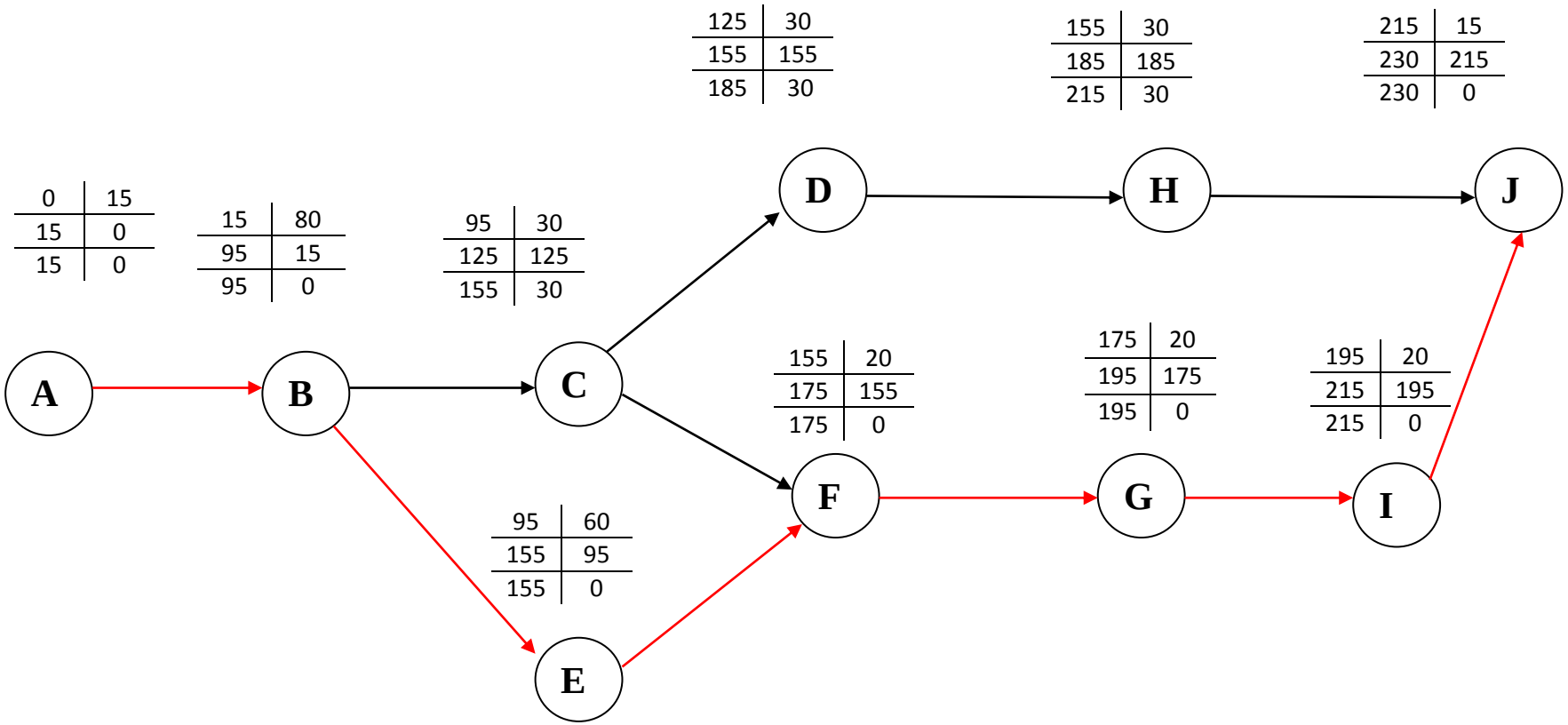
Désignation d'opération	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement pour les tronçons du 1er cours d'eau	B	80
Compactage des tronçons du 1er cours d'eau	C	30
Exécution de lit du béton de propreté pour les tronçons du 1er cours d'eau	D	30
Travaux de terrassement pour les tronçons du 2eme cours d'eau	E	60
Compactage des tronçons du 2eme cours d'eau	F	20
Exécution de lit du béton de propreté pour les tronçons du 2eme cours d'eau	G	20
Exécution de béton armé pour les canaux pour les tronçons du 1er cours d'eau	H	30
Exécution de béton armé pour les canaux pour les tronçons du 2eme cours d'eau	I	20
Déménagement du chantier	J	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qui précède et qui succède :

Tableau VI. 4: Succession des taches.

Opération	Durée (jours)	Précède	Succède
A	15	/	B
B	80	A	C , E
C	30	B	D , F
D	30	C	H
E	60	B	F
F	20	C , E	G
G	20	F	I
H	30	D	J
I	20	G	J
J	15	H , I	/

Réseau de planification des tâches par la méthode CPM:



: chemin critique.

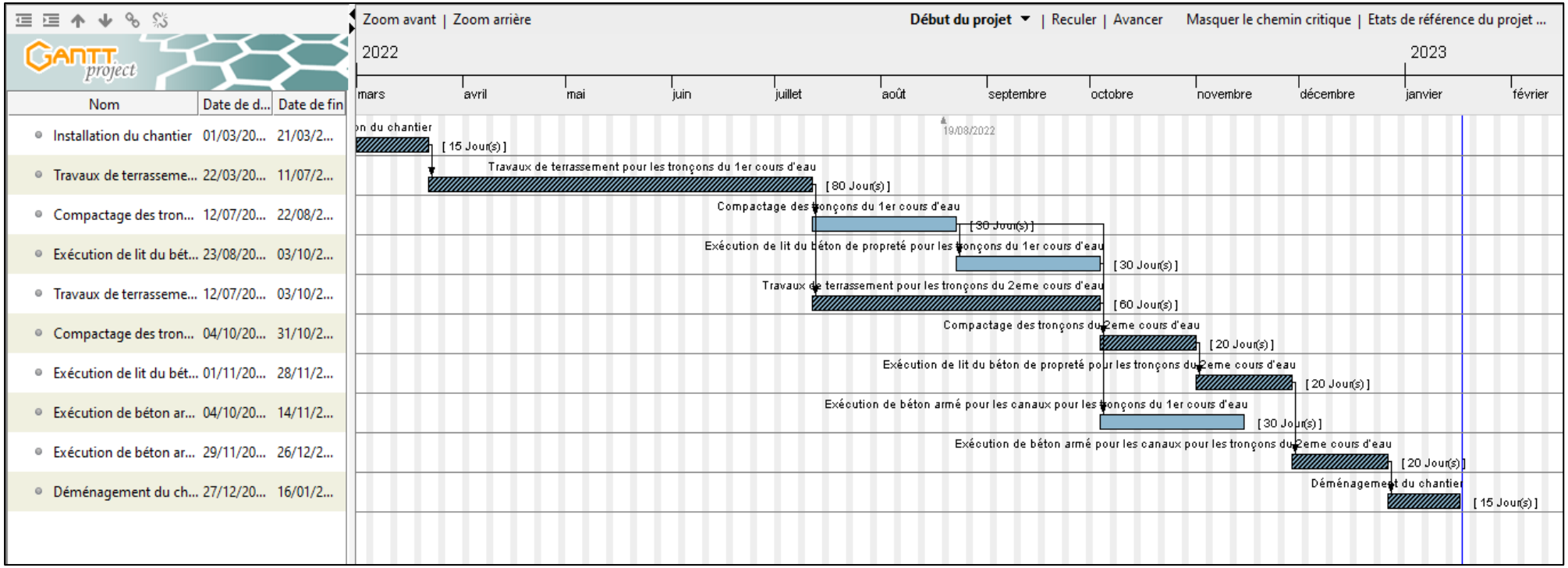


Figure VI. 4: Diagramme de GANTT (GanttProject)

Conclusion :

Afin d'aboutir à la livraison du projet dans les délais prévus, des moyens humains, techniques et matériels sont indispensables. L'exécution des travaux se fait par une gestion rationnelle de temps. On peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de 230 jours (7 mois et 20 jours) et cela pour un coût total estimatif de 3406020573 DA.

Conclusion générale

A travers ce mémoire, nous avons essayé d'abord d'expliquer la notion du risque d'inondation en montrant qu'il est un concept binomial : l'aléa (le phénomène physique) et la vulnérabilité qui est les conséquences dommageables de cet aléa sur les enjeux.

Une protection fiable passe certainement par une étude des causes d'inondation puis par une Premièrement, nous avons estimé les débits de crues aux différentes périodes de retours. Ensuite, en utilisant le logiciel HEC-RAS, nous avons identifié les zones inondables par une modélisation hydraulique. Après, on a proposé des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée qui est un canal trapézoïdal.

A la fin, nous avons calculé le cout de notre projet qui est estimé à 3406020573 DA.

Les travaux d'entretien et de maintenance doivent être pris en vigueur pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANRH, Alger-Mostaganem.

CEMAGREF. (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

Degoutte, G., 2006. Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

DRE, Mostaganem.

Djebali K. 2014 : Etude de protection d'une ville contre les inondations. Cas de la vallée d'El Abadia (W. Ain DEFLA).

ELFETNI, Khaoula,2019. Etude de protection contre les inondationsde la ville de Doucen (Oued Tamda), Mémoire de Master,UniversitéMohamed khider –Biskra.

Lahlah S. 2004 : Les inondations en Algérie.

LEDOUX. B : « La gestion du risque inondation » Edition TEC et DOC 11 rue Lavorisier - paris- (2006).

MERABET Abbés, 2006. Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.

SALOMON J.N., 1997 : « L'homme face aux crues et aux inondations », Presses Universitaire de Bordeaux, Université Michel de Montaigne - Bordeaux.p69-80.

TOUATI A, 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; Manuel pratique d'hydrologie, ENSH, Blida, Algérie. 2004.

YAHIAOUI, Abdelhalim, 2012. Inondation Torrentielles, cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord (cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique. 210p [Consulté le 05 mai 2020].

REFERENCES SITOGRAPHIQUES

- *Inondation*. (s. d.). Gouvernement.fr. Consulté 24 juillet 2021, à l'adressehttps://www.gouvernement.fr/risques/inondation
- *SDEA - Les risques d'inondations*. (s. d.). Consulté 30 juin 2021, à l'adressehttps://www.sdea.fr/index.php/fr/l-eau/les-inondations/les-risques-d-inondations
- *Définition | Ripisylve | Futura Planète*. (s. d.). Consulté 24 mai 2021, à l'adressehttps://www.futura-sciences.com/planete/definitions/botanique-ripisylve-253/

ANNEXES

Annexe 1: Valeurs de n de Manning.

Cas d'un cours d'eau naturels.

Type de canal et description	Minimum	Normal	Maximum
1. Canaux principaux			
a. Propres, droits, pleins, sans failles ni fosses profondes	0.025	0.030	0.033
b. Identique au précédent, mais plus de pierres et de mauvaises herbes	0.030	0.035	0.040
c. Propre, sinueux, quelques fosses et hauts-fonds	0.033	0.040	0.045
d. Identique au précédent, mais quelques herbes et pierres.	0.035	**0.045**	0.050
e. Identique au précédent, paliers inférieurs, pentes et sections plus inefficaces	0.040	0.048	0.055
f. Identique à "d" mais plus de pierres	0.045	0.050	0.060
g. Bords lents, mauvaises herbes, bassins profonds.	0.050	0.070	0.080
h. Bords de rivière très envahis par les mauvaises herbes, bassins profonds ou canaux de dérivation avec des peuplements denses de bois et de broussailles.	0.070	0.100	0.150
2. Plaines d'inondation			
a. Pâturage sans broussailles			
1. Herbe courte	0.025	0.030	0.035
2. Herbe haute	0.030	0.035	0.050
b. Zones cultivées			
1. Pas de culture	0.020	0.030	0.040
2. Cultures en ligne matures	0.025	0.035	0.045
3. Cultures de plein champ matures	0.030	0.040	0.050
c. Broussailles			
1. Broussailles éparses, mauvaises herbes lourdes	0.035	0.050	0.070
2. Broussailles légères et arbres, en hiver	0.035	0.050	0.060
3. Broussailles légères et arbres, en été	0.040	0.060	0.080
4. Broussailles moyennes à denses, en hiver	0.045	0.070	0.110
5. Broussailles moyennes à denses, en été	0.070	0.100	0.160
d. Arbres			
1. Terrain défriché avec souches d'arbres, pas de pousses.	0.030	0.040	0.050
2. Identique au précédent, mais avec de fortes pousses	0.050	0.060	0.080
3. Forte densité de bois, peu d'arbres abattus, peu de sous-bois, écoulement sous les branches	0.080	0.100	0.120
4. Identique au précédent, mais avec un écoulement dans les branches	0.100	0.120	0.160
5. Saules denses, été, droits	0.110	0.150	0.200
3. Cours d'eau de montagne, pas de végétation dans le chenal, berges généralement abruptes, avec des arbres et des broussailles sur les berges submergées.			
a. Fond : graviers, galets, et quelques blocs rocheux	0.030	0.040	0.050
b. Fond : galets avec de gros blocs rocheux	0.040	0.050	0.070

Cas des canaux revêtus ou construits

Type de canal et description	Minimum	Normal	Maximum
1. Béton			
a. Finition à la truelle	0.011	0.013	0.015
b. Finition à la taloche	0.013	0.015	0.016
c. Fini, avec fond de gravier	0.015	0.017	0.020
d. Non fini,	0.014	0.017	0.020
e. Gunite, bonne section	0.016	0.019	0.023
f. Gunite, section ondulée	0.018	0.022	0.025
g. Sur une bonne roche excavée	**0.017**	**0.020**	
h. Sur roche excavée irrégulière	0.022	0.027	
2. La taloche de fond en béton est finie avec des côtés de :			
a. Pierre dressée au mortier	0.015	0.017	0.020
b. Pierre aléatoire en mortier	0.017	0.020	0.024
c. Maçonnerie de moellons de ciment, plâtrée	0.016	0.020	0.024
d. Maçonnerie de moellons de ciment	0.020	0.025	0.030
e. Moellons secs sur enrochement	0.020	0.030	0.035
3. Fond de gravier avec des côtés de :			
a. Béton moulé	0.017	0.020	0.025
b. Pierre aléatoire en mortier	0.020	0.023	0.026
c. Moellons secs ou enrochements	0.023	0.033	0.036
4. Brique			
a. Vitrée	0.011	0.013	0.015
b. En mortier de ciment	0.012	0.015	0.018
5. Métal			
a. Surfaces lisses en acier	0.011	0.012	0.014
b. Métal ondulé	0.021	0.025	0.030
6. Asphalte	0.013	0.013	
a. Lisse	0.016	0.016	
b. Grossier			
7. Couverture végétale	0.030		0.500

Cas des canaux excavés ou dragué

Type de canal et description	Minimum	Normal	Maximum
1. Terre, droite et uniforme			
a. Propre, récemment achevé	0.016	**0.018**	0.020
b. Propre, après altération	0.018	0.022	0.025
c. Gravier, section uniforme, propre	0.022	0.025	0.030
d. Avec herbe courte, peu de mauvaises herbes	0.022	0.027	0.033
2. Terre, sinueux et léthargique			
a. Pas de végétation	0.023	0.025	0.030
b. Herbe, quelques mauvaises herbes	0.025	0.030	0.033
c. Adventices denses ou plantes aquatiques dans les canaux profonds	0.030	0.035	0.040
d. Fond de terre et côté des gravats	0.028	0.030	0.035
e. Fond pierreux et berges envahies de mauvaises herbes	0.025	0.035	0.040
f. Fond de galets et berges propres	0.030	0.040	0.050
3. Drague-excavée ou draguée	0.025	0.028	0.033
a. Pas de végétation	0.035	0.050	0.060
b. Broussailles légères sur les berges			
4. Coupes de roche			
a. Lisse et uniforme	0.025	0.035	0.040
b. En dents de scie et irrégulières	0.035	0.040	0.050
5. Canaux non entretenus, mauvaises herbes et broussailles			
a. Fond propre, broussailles sur les côtés	0.040	0.050	0.080
b. Même chose que ci-dessus, stade d'écoulement le plus élevé	0.045	0.070	0.110
c. Adventices denses, stade le plus élevé de l'écoulement	0.050	0.080	0.120
d. Broussailles denses, stade élevé	0.080	0.100	0.140