الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

ⵓⵢⵔⵓⵖⵓ ⵓⵢⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵡⵉ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Etude de protection contre les inondations de la ville de CHAIBA wilaya de TIPAZA

Présenté par :
BENMOUSSA Mostefa Fares

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	Professeur	Président
BOURI Djamel Eddine	M.C.A	Examinateur
BENSALAH Mohamed Draidi	M.C.B	Examinateur
ZAIBAK Issam	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2025

Dédicaces

Avec toute la sincérité de mon cœur, je dédie ce travail en signe d'amour, de respect et de profonde gratitude.

À mes chers parents

Abdelkader et **Imane**, pour votre soutien indéfectible, votre patience inépuisable et vos sacrifices constamment renouvelés tout au long de mes études et de ce projet. Vous êtes ma source de force et la clé de mes réussites. Je vous dois tout ce que je suis aujourd'hui et tout ce que je deviendrai demain. Je m'efforcerai toujours d'être digne de votre amour et de votre confiance, et de vous rendre fiers. Que Dieu Tout-Puissant vous comble de santé, de bonheur et de sa protection.

À mes chers frères et sœurs

Nizar, Nourane et Anaïs

À mes grands-parents maternels et ma grand-mère paternel

Que Dieu leur accorde une longue vie, la santé et la paix.

À la mémoire de mon grand père

Que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.

À tous les membres des familles BENMOUSSA et OUKEBDANE

À mes chers amis :

Abderrahman, Amir, Nour Eddine, Malik, Islam, Saif eddine, Riyane et Djalil

Et À tous mes camarades de classes de L`ENSH

Votre soutien et vos encouragements m'ont été d'une valeur inestimable, et je vous en garderai une gratitude éternelle.

Remerciements

Au terme de cette étude, aboutissement de plusieurs années d'efforts, je rends tout d'abord grâce à Dieu le Tout-Puissant, qui m'a accordé le courage, les moyens et la présence de personnes précieuses ayant contribué à l'accomplissement de ce modeste travail.

J'exprime toute ma gratitude et mes sincères remerciements à mon encadrant, Monsieur **ZAIBAK ISSAM**, pour son aide précieuse, son soutien constant et le temps qu'il a généreusement consacré à l'examen de ce travail. Ses conseils avisés et son orientation pertinente ont guidé et enrichi chacune des étapes de ce mémoire.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur **S. MEBARKI** pour m'avoir offert l'opportunité d'intégrer l'équipe du bureau d'études Hydro-tech et à Monsieur **A. GHEMARI**, ingénieur en hydraulique au sein du même bureau, pour avoir dirigé ce travail avec bienveillance, professionnalisme et disponibilité. Sa collaboration de qualité et son soutien constant ont grandement contribué à l'aboutissement de ce projet. Enfin, je remercie chaleureusement l'ensemble de l'équipe du bureau d'études Hydro-tech pour leur appui et leur précieuse coopération.

J'aimerais également exprimer ma profonde gratitude aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce travail, ainsi que pour l'attention et l'intérêt qu'ils voudront bien lui accorder.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à l'ensemble des enseignants et au personnel administratif de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), pour la qualité de l'enseignement et de l'accompagnement dont j'ai bénéficié tout au long de ma formation.

ملخص

تتناول هذه الدراسة تقييم خطر الفيضانات لوادي كبّاني ولاية تيبازة واقتراح حلول تهيئة مناسبة. سمحت التحاليل الهيدرولوجية والهيدروليكية، المنجزة باستعمال برنامج HEC-RAS وأدوات نظم المعلومات الجغرافيSIG، بتحديد تصريف الفيضان المئوي، ورسم حدود المناطق المعرّضة للغمر، وتحديد القطاعات الهشة. تمّت دراسة ثلاث بدائل: قناة بالجدار الحجري(Gabion) ، وسدّ للتخزين، وقناة بالخرسانة المسلحة. وأظهرت النتائج أن قناة الجدار الحجري تُعدّ الحلّ الأكثر فعالية واستدامة لحماية المنطقة من الفيضانات ومن ظاهرة الانجراف.

الكلمات المفتاحية: فيضانات- وادي كبّاني- تهيئة هيدروليكية- الجدار الحجري

Résumé

Cette étude, consacrée à l'évaluation du risque d'inondation de l'oued Kabani (wilaya de Tipaza), a permis d'analyser la dynamique hydrologique et hydraulique du bassin à l'aide du logiciel HEC-RAS et des outils SIG. Les résultats ont permis d'estimer le débit de crue centennal, de cartographier les zones inondables et de repérer les secteurs les plus vulnérables. Trois variantes d'aménagement ont été comparées : un canal en gabion, un barrage de retenue et un canal en béton armé. L'analyse multicritères a montré que la solution du canal en gabion s'avère la plus efficace et la plus durable pour réduire les risques de crue et limiter les phénomènes d'érosion.

Mots clés : Inondations- Oued Kabani- Aménagement hydraulique-Gabion

Abstract

This study focuses on assessing the flood risk of Oued Kabani (Tipaza province) and proposing suitable mitigation measures. Hydrological and hydraulic analyses, carried out using HEC-RAS software and GIS tools, made it possible to estimate the 100-year flood discharge, delineate flood-prone areas, and identify vulnerable sectors. Three alternatives were analysed : a gabion channel, a retention dam, and a reinforced concrete channel. The evaluation demonstrated that the gabion channel is the most effective and sustainable solution for protecting the area against floods and erosion.

Keywords : Floods – Oued Kabani – Hydraulic design – Gabion

Sommaire

Introduction Générale 18

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction 20

I. Situation géographique 20

II. Situation Climatique 21

II.1 Climat 21

II.2 Température 21

II.3 Pluviométrie 22

II.4 Vents 23

II.5 Humidité 23

II.6 Géologie 24

II.6.1 Tertiaire 24

II.6.2 Quaternaire : 24

II.7 Hydrogéologie 25

II.8 Activité sismique 25

Conclusion : 26

Chapitre II : Étude hydrologique

Introduction 28

I. BASSIN VERSANT 28

I.1 Caractéristiques principales du Bassin versant 28

I.1.1 Les caractéristiques géographiques 28

I.1.2 Les caractéristiques morphologiques 29

I.1.3 Les caractéristiques géométriques 30

I.2 Caractéristiques hydrographiques : 33

I.2.1 Etude du Relief : 33

I.2.2 La courbe hypsométrique 34
I.2.3 Indice des pentes : 37
1. Pente du bassin versant I_{bv} : 38
I.3 Etude de réseau hydrographique : 42
I.3.1 Caractéristiques du réseau hydrographique : 42
I.3.2 Paramètres hydrographiques : 43
II. Etude des crues : 51
II.1 Présentation de la station hydrométrique dans la zone d'étude : 51
II.2 Ajustement de la série des pluies maximales journalières : 52
II.3 Choix de la Loi d'ajustement : 57
II.4 Estimation des débits maximums fréquentiels : 59
II.5 Hydrogramme de crue : 79
II.6 Sélection du débit de crue pour le projet : 85
Conclusion : 86

Chapitre III : Simulation des écoulements Hydrauliques des zones inondables

Introduction : 88
I. Les Caractéristiques des canaux : 89
I.1 Les paramètres hydrauliques : 89
I.2 Les paramètres géométriques : 91
II. Cours d'eau : 93
III. Types découlements : 94
III.1 Variabilité dans le temps : 94
III.2 Variabilité dans l'espace : 95
IV. Régimes d'écoulements : 96
V. Dimensionnement des canaux : 98
VI. Diagnostique et simulation du cours d'eau non aménagé : 99
VI.1 Choix du type de modèle hydraulique : 99

VI.2 Présentation du logiciel de simulation HEC-RAS : 100
VI.3 Objectif du logiciel HEC-RAS :..... 100
VI.4 Fonctionnement du logiciel HEC-RAS :..... 101
VI.5 Application d'HEC-RAS sur Oued Kabani : 101
VI.5.1 Données nécessaires pour l'application du modèle HEC-RAS : 101
VI.5.2 Les données géométriques : 101
VI.5.3 Simulation : 107
VI.5.4 Interprétation des résultats : 113
VI.6 La cartographie du risque de l'inondation :..... 113
VI.6.1 Carte des profondeurs : 114
VI.6.2 Carte des vitesses : 115
Conclusion :..... 117

Chapitre IV : Études des variantes d'Aménagement

Introduction : 119
I. La protection contre les crues :..... 119
I.1 Protection directe (rapprochée) : 119
I.2 Protection indirecte (éloignée) : 120
II. La protection contre l'érosion :..... 120
II.1 Érosion du lit : 120
II.2 Érosion des berges :..... 121
III. Calcul hydraulique des canaux :..... 122
III.1 Conditions de l'écoulement uniforme : 122
III.2 Formules de calcul : 122
III.3 Choix des paramètres de dimensionnement : 124
III.3.1 Coefficient de rugosité : 124
III.3.2 Marge de sécurité dans les canaux : 125
III.3.3 Vitesse d'érosion :..... 126

III.4 Étude des Variantes : 126
III.4.1 Canal en béton : 126
III.4.2 Canal en gabion : 132
III.4.3 Bassin de retenue : 138
III.5 Choix de la variante d'aménagement : 140
Conclusion : 141

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction : 143
I. Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier : 143
I.1 Maître d'ouvrage : 144
I.2 Maître d'œuvre : 144
I.3 L'entreprise : 144
I.4 L'entrepreneur : 145
II. Devis quantitatif et estimatif du projet : 145
III. La Planification : 146
III.1 Définition : 146
III.2 Étapes de planification : 146
III.3 Plannings des travaux : 147
III.4 Techniques de planification : 147
III.4.1 Méthodes basées sur le graphique : 147
III.4.2 Méthodes basées sur le réseau : 148
III.5 Différentes méthodes basées sur le réseau : 150
III.5.1 Méthode C.P.M (Critical Path Method) : 150
III.5.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) : 150
III.6 Choix de la méthode de calcul : 151
III.7 Méthode de calcul PERT : 151
III.7.1 Les paramètres de la méthode P.E.R.T : 151

III.7.2 Chemin critique (C.C) : 152
III.8 Diagramme de Gantt : 153
Conclusion : 155

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation de la ville de Chaiba au sein des wilayas et des communes……..…20

Figure I.2 : Extrait de la carte pluviométrique pour l'Algérie du Nord……..22

Figure I.3 : Zonage sismique de l'Algérie selon le RPA 2024……...25

Chapitre II : Étude hydrologique

FigureII.1 : Bassin Versant Oued Kabani……30

Figure II.2 : Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius KG…..31

Figure II.3 : Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Kabani……..32

Figure II.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant oued Kabani……33

Figure II.2 : Carte des pentes du bassin versant d'Oued Kabani……..37

Figure II.6 : Carte des courbes des niveaux du bassin versant d'Oued Kabani……38

Figure II.7 : Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Kabani……..43

Figure II.8: Graphe d'ajustement par la loi de Gumbel de la station 021233…….54

Figure II.9 : Graphe d'ajustement par la loi de Log Normal de la station 021233…….56

Figure II.10 : Comparaison entre les Lois ajustement utilisées de la station 021233……..57

Figure II.11 : Carte d'occupation des sols……...68

Figure II.12 : Structure de modèles (pluie – débit)……...70

Figure II.13 : Hydrogramme de crue de 5 ans……..73

Figure II.14 : Hydrogramme de crue de 10 ans……74

Figure II.15 : Hydrogramme de crue de 20 ans……75

Figure II.16 : Hydrogramme de crue de 50 ans……77

Figure II.17 : Hydrogramme de crue de 100 ans……..78

Figure II.18 : Hydrogramme de crue des différentes périodes de retour……..84

Figure II.19 : Hydrogramme de crue du projet……85

Chapitre III : Simulation des écoulements Hydrauliques des zones inondables

Figure III.1 : Lit mineur, Lit intermédiaire et Lit majeur…….92

Figure III.2 : Types des Canaux Artificiels……..93

Figure III.3 : L'Ecoulement non permanent …….……...94

Figure III.4 : Les divers types d'écoulements……..95

Figure III.5 : Les différents types de régimes d'écoulement……97

Figure III.6 : Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques……99

Figure III.7 : Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.4.1)……100

Figure III.8 : TIN (réseau irrégulier triangulé) de la zone d'étude……...…102

Figure III.9 : Insertion du fichier de projection……103

Figure III.10 : Insertion des données de terrain…….103

Figure III.11 : Définition du tracé d'Oued Kabani et ses sections transversales…….104

Figure III.12 : Insertion des valeurs de Manning……...105

Figure III.13 : Introduction des données hydrauliques de l'Oued Kabani…….106

Figure III.14 : Définition des conditions aux limites…….106

Figure III.15 : Profil du plan d'eau d'Oued Kabani au passage de la crue de projet……...107

Figure III.16 : Représentation en 3D d'Oued Kabani……108

Figure III.17 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Kabani……..108

Figure III.18 : Profil en travers de la section 873……...109

Figure III.19 : Profil en travers de la section 350……...109

Figure III.20 : Profil en travers de la section 298……...110

Figure III.21 : Variation du nombre de Froude en fonction de la distance……..110

Figure III.22 : Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance……..111

Figure III.23 : Carte des profondeurs d'eau pour une crue centennale……...114

Figure III.24 : Carte des vitesses d'eau pour une crue centennale……..115

Figure III.25 : Carte d'alea d'oued Kabani pour la crue centennale……116

Chapitre IV : Études des variantes d'Aménagement

Figure IV.1 : Dimensions du canal trapézoïdal en béton armé……...127

Figure IV.2 : Profil en travers de la section 1010……129

Figure IV.3 : Profil en travers du dalot de la section 679……...130

Figure IV.4 : Profil en travers de la section 12……...…….130

Figure IV.5 : Profil en long de l'Oued Kabani aménagé avec du gabion…….135

Figure IV.6 : Profil en travers de la section 917……..136

Figure IV.7 : Profil en travers du dalot de la section 679……136

Figure IV.8 : Profil en travers de la section 673……...…137

Figure IV.9 : Profil en travers de la section 12……137

Chapitre V : Organisation de chantier

Figure V. 1 : Interactions entre les acteurs du chantier……145

Figure V.2 : Schéma représentatif de la méthode de PERT……..152

Figure V.3 : Réseau de planification des taches par la méthode CPM……154

Figure V.4 : Diagramme de GANTT…….…….155

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : température moyenne annuelle à la station de Hattatba…….……21

Tableau I.2 : Pluie journalière maximum à la station de Kolea……..…..…22

Tableau I.3 : Vitesse du vent à la station de Attatba …….23

Tableau I.4 : Répartition de l'humidité pour la période (2005-2016)…….23

Chapitre II : Étude hydrologique

Tableau II.1 : Les paramètres hydro morpho métriques du bassin versant d'Oued Kabani..33

Tableau II.2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Kabani…….35

Tableau II.3: Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Kabani……36

Tableau II.4 : Pente moyenne du bassin versant d'Oued Kabani…….39

Tableau II.5 : Classification O.R.S.T.O.M du relief à partir l'indice de pente global……..41

Tableau II.6 : Résultats des calculs des pentes et du dénivelé spécifique du bassin versant de l'Oued Kabani……..42

Tableau II.7: Résultats du calcule de temps de concentration……..48

Tableau II.8 : résultats des calculs des paramètres hydrographiques……..49

Tableau II.9 : Géomorphologie du bassin versant de l'Oued Kabani……...50

Tableau II.10 : Caractéristiques de la station Pluviométrique (KOLEA SECTEUR)……..51

Tableau II.11 : La série des pluies journalières maximales……..51

Tableau II.12 : Modèles fréquentiels et leur validité…….52

Tableau II.13 : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel……...53

Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon…54

Tableau II.15 : Résultats d'ajustement par la lo de Log Normal……...55

Tableau II.16 : Comparaison des caractéristiques de Log Normal et de l'échantillon……56

Tableau II.17 : Résultats du test de χ^2……..58

Tableau II.18 : Intensité de pluies pour une durée égale à Tc……...61

Tableau II.19 : Les valeurs de coefficient de ruissellement…….61

Tableau II.20 : Pluie durant le temps de concentration Tc……62

Tableau II.21 : Débits maximums pour les trois formules……63

Tableau II.22 : Classification des sols selon NRCS……67

Tableau II.23 : CN selon le Type d'occupation de sol……67

Tableau II.24 : Calcul du CN pondéré……68

Tableau II.25 : Résultats d'occupation des sols……...69

Tableau II.26 : Les composantes du modèle……71

Tableau II.27 : Résultats de la simulation pour la période de retour 5ans……72

Tableau II.28 : Résultats de la simulation pour la période de retour 10ans……...73

Tableau II.29 : Résultats de la simulation pour la période de retour 20ans……...74

Tableau II.30 : Résultats de la simulation pour la période de retour 50ans……...75

Tableau II.31 : Résultats de la simulation pour la période de retour 100ans……76

Tableau II.32 : Résultats des débits calculés par la méthode SCS en m^3/s……...77

Tableau II.33 : Résultats des débits calcules par les différentes méthodes……...78

Tableau II.34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ)……80

Tableau II.35 : Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue……..80

Tableau II.36 : Débits en fonction du temps pour la zone d'étude……81

Tableau II.37 : Débits en fonction du temps pour la zone d'étude (suite)……82

Tableau II.38 : Débits en fonction du temps pour la zone d'étude (suite et fin)……83

Chapitre III : Simulation des écoulements Hydrauliques des zones inondables

Tableau III.1 : La valeur de la rugosité (n) (Chen et Cotton, 1986)……..90

Tableau III.2 : Les principaux éléments Hydrauliques pour toutes les sections……112

Tableau III.3 : Les principaux éléments Hydrauliques pour toutes les sections (suite et fin)……112

Tableau III.4 : Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation……..116

Chapitre IV : Études des variantes d'Aménagement

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient de rugosité (Chen et Cotton, 1986)……...125

Tableau IV.2 : La Revanche utilisée en fonction du débit……...125

Tableau IV.3 : Les intervalles des vitesses pour éviter l'érosion du lit……..126

Tableau IV.4 : Dimensions du canal en béton armé……127

Tableau IV.5 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en béton de l'Oued Kabani……128

Tableau IV.6 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en béton de l'Oued Kabani (suite et fin)……129

Tableau IV.7 : Devis estimatif pour la variante du canal trapézoïdal en béton armé de l'Oued Kabani……131

Tableau IV.8 : Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné de l'Oued Kabani……133

Tableau IV.9 : Dimensions du canal en gabion……..133

Tableau IV.10 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en gabion de l'Oued Kabani……137

Tableau IV.11 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en gabion de l'Oued Kabani (suite et fin)…..……138

Tableau IV.12 : Devis estimatif pour la variante en gabion de l'Oued Kabani……141

Tableau IV.13 : Dimensions du bassin de retenu……142

Chapitre V : Organisation de chantier

Tableau V.1 : Devis de la variante canal en Gabion Totale de l'Oued Kabani…….146

Tableau V.2 : Liste des opérations et leurs durées pour la construction d'un canal en Gabion……153

Liste des abréviations

ANRH : Agence nationale des ressources hydrauliques.

ONM : Office national de la météorologie

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer

SCS : Soil Conversation Service

SIG : Système d'information géographique

TIN : Trinagulated irregular network

MNT : Model numérique du terrain

HEC-RAS : Hydrologic Engineering Center's River Analysis System

HEC-HMS : Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System

Liste des planches

Planche01 : Levé topographique de l'Oued Kabani

Planche02 : Aménagement de l'Oued Kabani

Planche03 : Profil en long de l'Oued Kabani

Planche04 : Profils en travers de l'Oued Kabani

Introduction Générale

Les crues et inondations constituent un enjeu majeur et croissant pour le développement socio-économique à l'échelle mondiale. Avec l'augmentation de la population, l'expansion urbaine et les effets du changement climatique, le risque d'inondation s'accroît, menaçant directement des vies humaines. En Algérie, plusieurs régions sont particulièrement exposées à ce phénomène, dont les impacts sont aggravés par une urbanisation désordonnée se traduisant par l'occupation de zones inondables et même des berges des oueds.

Notre étude a pour objectif de protéger la ville de Chaïba contre les inondations à travers l'aménagement de l'Oued Kabani. Pour atteindre ce but, notre travail est structuré autour des chapitres suivants :

- **Présentation de la zone d'étude :** ce chapitre permettra d'établir un diagnostic détaillé du territoire communal de Chaiba, en mettant en évidence ses caractéristiques topographiques, géologiques et hydrauliques.
- **Étude hydrologique** : ce chapitre analyse les caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant, étudie les pluies maximales journalières et évalue les intensités afin de déterminer les débits de crue correspondant à différentes périodes de retour.
- **Simulation des écoulements Hydrauliques des zones inondables** : ce chapitre analyse l'état actuel des oueds en évaluant les hauteurs d'eau en fonction des débits prévisionnels issus des résultats précédents. Une simulation hydraulique, réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS et de l'outil RAS Mapper, permet de représenter le comportement naturel de l'oued (sans aménagement), de déterminer les profondeurs d'eau et d'identifier les zones inondables nécessitant des interventions.
- **Études des variantes d'Aménagement : ce** chapitre est consacré au dimensionnement hydraulique de la section d'écoulement la plus appropriée, en proposant différentes variantes d'aménagement à l'aide du logiciel FLOWMASTER. Il inclut également une estimation financière de la solution retenue.
- **Organisation de chantier :** ce chapitre présente une étude de l'organisation du chantier afin d'assurer le suivi du projet, tout en fournissant une estimation du coût et du délai de réalisation de l'aménagement.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

La description de la zone d'étude joue un rôle clé dans la planification de la prévention des inondations. Elle permet de recueillir des données essentielles sur la topographie, la géologie et l'hydrologie du secteur, éléments indispensables pour évaluer les risques d'inondation et concevoir des stratégies de protection adaptées.

I. Situation géographique

Chaiba se trouve à 8 km à l'ouest de la daïra de Koléa, à une trentaine de km au sud-ouest de la Capitale Alger et à 22 km seulement de la wilaya de Tipaza. Elle s'étale sur une surface d'un peu plus de 2 900 ha. L'agglomération qui est située au bord nord de la plaine de la Mitidja, à la limite des derniers contreforts du Sahel et des premières cultures au nord de Blida. Quant aux reliefs de la ville de Chaiba ils sont relativement plats au centre s'élevant un petit peu en allant vers le nord et culminant à une hauteur moyenne 70 m environ.

Elle est limitée

-Au nord par la commune de Bou Ismail et Fouka.

-Au sud par la willaya de Blida.

-Au l'est par la commune de Kolea.

-Au l'ouest par la commune de Hattatba.

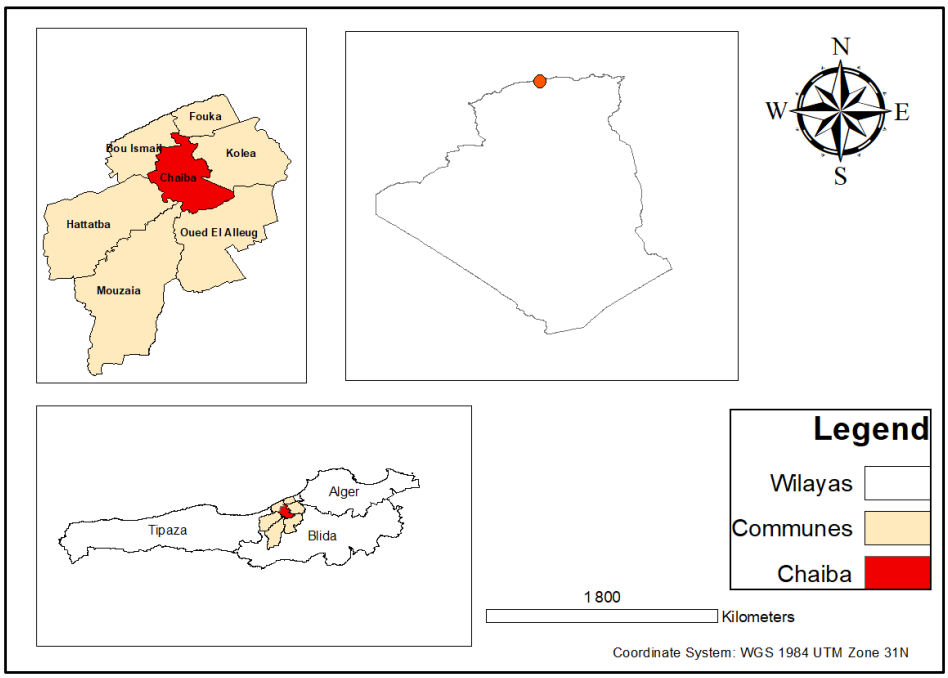


Figure I.1 : Situation de la ville de Chaiba au sein des wilayas et des communes.

II. Situation Climatique

La nature des sols et leur comportement sont directement liés aux conditions climatiques. Il est également important de connaître les paramètres climatiques d'une région pour pouvoir mieux comprendre comment celle-ci s'est urbanisée au gré du temps. Cette connaissance permet en effet d'anticiper et de se protéger face aux risques naturels si par hasard ils survenaient et de réduire les conséquences de ces derniers à notre égard.

II.1 Climat

Le climat de l'Algérie du Nord est de type méditerranéen, c'est-à-dire doux et humide en hiver, et chaud et sec en été.

Attatba, le chef-lieu de la commune, se caractérise par un climat humide et tempéré, influencé par le littoral malgré une barrière naturelle créée par le Sahel. Les paramètres climatiques de la région ont été évalués en référençant les données du document "Le climat de l'Algérie" de P. SELTZER et celles collectées par le centre climatologique de Dar El Beida (ONM**).**

II.2 Température

La température est un facteur déterminant des processus d'évapotranspiration, de bilan hydrique et pour la caractérisation du climat régional. Dans la zone étudiée, la température moyenne annuelle se situe selon les saisons aux alentours de 10 °C en hiver et de près de 30 °C en été, cette forte chaleur estivale étant liée d'une part à la diminution du rôle maritime et d'autre part à l'influence des vents chauds du sud.

-On distingue deux saisons climatiques

• Une saison froide humide de novembre à avril avec des valeurs basses de températures, notamment janvier et février où les minima sont proches de 10 °C.

• Une saison chaude de mai à octobre où se concentre la chaleur avec un maximum en août où les températures maximales s'approchent de 30 °C.

Tableau I.1 : température moyenne annuelle à la station de Hattatba
(période 1972-2008)

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**	**Mars**	**Avril**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**Moy anuel**
T (°C)	23,7	19,4	14,8	11,5	10,5	10,9	13	15,2	18,45	22,25	25,8	26,55	17.68

II.3 Pluviométrie

Sur l'ensemble de la région, les précipitations annuelles varient de 600 à 950 mm, avec un régime monomodal, c'est-à-dire concentré sur une seule période de l'année. Le mois de décembre est en général le plus arrosé de l'ensemble de l'année. Près de 45 % des précipitations annuelles au printemps, novembre, décembre et janvier, alors que moins de 10 % des précipitations de l'année tombent durant la période juin-septembre. Le nombre moyen de jours par an avec des précipitations varie entre 65 et 120 jours. Les précipitations diffèrent selon les saisons en termes d'intensité, avec 5 mm par jour pluvieux en juillet-août, alors qu'en hiver on peut avoir des jours pluvieux avec plus de 50 mm.

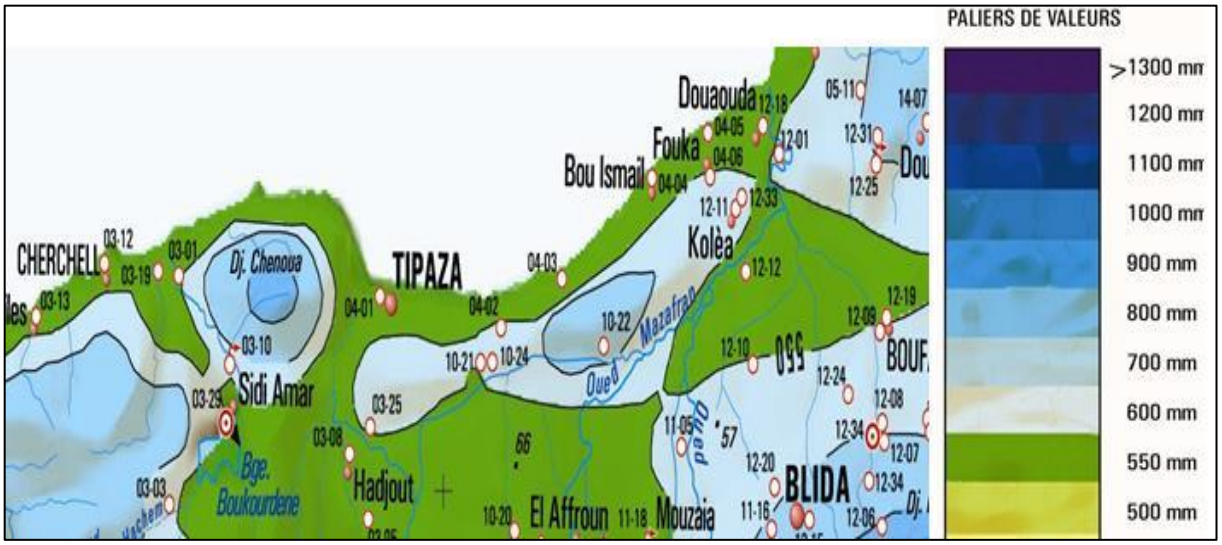


Figure I.2 : Extrait de la carte pluviométrique pour l'Algérie du Nord (ANRH, 1993)

Le tableau suivant présente la pluie journalière max enregistrée par la station de Kolea :

Tableau I.2 : Pluie journalière maximum à la station de Kolea (période 1981 – 2022) (ANRH)

Mois	sep	Oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juillet	Aout
Année	2009	1991	2007	2014	1993	2002	1984	1995	2022	2017	2002	2011
Pjmax (mm)	53.6	89.6	99.9	65	80.1	52.4	55.6	104.3	112	33	6.2	37.6

II.4 Vents

Les actions du vent sont parmi les plus variables dans le temps et dans l'espace, ce qui en fait un paramètre critique dans le dimensionnement des structures.

(Jean Salençon ,2009)

Le sirocco, vent chaud du sud qui dessèche les sols et les cultures, souffle surtout en été. L'enregistrement de ce vent est subjectif, mais il semble qu'il souffle pendant à peu près 15 jours par an. 70% de ces jours de sirocco se produisent pendant les mois de juin, juillet, août et septembre. La probabilité la plus basse d'un jour de sirocco se situe en décembre, janvier et février.

Tableau I.3 : Vitesse du vent à la station de Attatba (période 1972 – 2008) (ONM)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout
Vitesse du vent (m/s)	1,9	1,9	2	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5	1,6	1,7	1,9	1,7

II.5 Humidité

Les données disponibles, concernant l'humidité relative moyennes, mensuelles et annuelles, enregistrées par la station la plus proche, et résumées dans le tableau suivant

Tableau I.4 : Répartition de l'humidité pour la période (2005-2016), (ONM).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	mai	juin	juil	Aout	Moy
H%	80	78	76	74	74	76	75	74	78	78	79	81	77

Le degré de saturation de l'atmosphère en vapeur d'eau se traduit par l'humidité relative qui quantifie dans quelle mesure on est en phase de condensation. Elle est synonyme de sensation plus ou moins humide et sec de l'atmosphère.

II.6 Géologie

Du point de vue géologique, la région de Chaiba est représentée par des roches sédimentaires d'âge Tertiaire, sur lesquelles se sont installée les formations superficielles d'âge quaternaire.

La série stratigraphique reconnue montre la succession géologique suivante :

II.6.1 Tertiaire

Le pliocène inférieur :

Les dépôts sont développés au centre et au nord de la région. Ils sont constitués à la base par des compacts intercalés d'argile gris foncé à bleuâtre.

Cette série est surmontée par un faciès argileux jaune verdâtres compacte est faibles ferrugineux, la puissance totale des argiles est de 50m environ

Le pliocène supérieur :

Le dépôt se rencontre à l'Est et à l'Ouest de la région. Ils sont constitués par des roches calcaires à calcaro-gréseuses, surmontée d'un faciès gréseux à argilo gréseux.

Le calcaire est organogène détritique, clair caverneux d'une dureté médiocre, la puissance totale de l'assise est de 50m environ.

II.6.2 Quaternaire :

Formations récentes :

Les dépôts sont principalement développés dans la plaine et Nord de la région. Ils sont constitués essentiellement par des limons sableux et des dépôts des roches organogène détritiques érodées.

Formations actuelles :

Elles sont principalement développées au Nord de la région et constituées par des sables argileux, des limons et des dépôts de marais. Leur puissance est de 15 m environ.

II.7 Hydrogéologie

La région est dotée de deux couches aquifères :

La première renferme une nappe libre (conservée entre la couche du sol et l'argile). Lors de l'exploitation ces eaux peuvent facilement évacuées.

La seconde captive moins importante se trouve en charge sous les formations de Pliocène supérieur.

Trois forages importants exploitent le premier horizon aquifère (permettent l'alimentation en eau potable de la ville et des douars environnants). Le débit de ces forages oscille entre 5 à 8 l/s.

II.8 Activité sismique

La commune de Chaïba (wilaya de Tipaza), située dans une zone sismique de niveau VI selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), présente un risque élevé pour les infrastructures hydrauliques. Cette zone est caractérisée par une accélération sismique de référence de 0.3g, traduisant une activité tectonique notable. Cette vulnérabilité s'explique par son contexte géodynamique actif, lié à la convergence des plaques africaine et eurasiatique et à la présence de failles régionales potentiellement réactivables. L'historique sismique de la région, marqué par des événements destructeurs tels que le séisme de Boumerdès en 2003, illustre la forte activité tectonique du nord algérien.

Les infrastructures hydrauliques de la commune, notamment les stations de pompage, réseaux d'adduction et systèmes de drainage, sont particulièrement exposées à des dommages potentiels lors d'événements sismiques de magnitude comprise entre 5.5 et 6.8.Face à ce risque, une stratégie globale de mitigation a été mise en place, intégrant des mesures de conception parasismique conformes au RPA 2024, un programme rigoureux de surveillance et de maintenance des ouvrages, ainsi que des plans de gestion de crise détaillés.

La conception des ouvrages hydrauliques privilégie désormais des matériaux ductiles, des structures régulières et des études d'interaction sol-structure afin d'améliorer leur résistance aux séismes. Des dispositifs de suivi en temps réel, tels que les accéléromètres et les piézomètres, assurent la surveillance du comportement des ouvrages, tandis que des actions de sensibilisation, des exercices de simulation et l'actualisation des études de microzonage contribuent à renforcer la résilience du système hydraulique de Chaïba et à garantir la continuité des services essentiels au développement durable de la région.

La figure suivante illustre le zonage sismique :

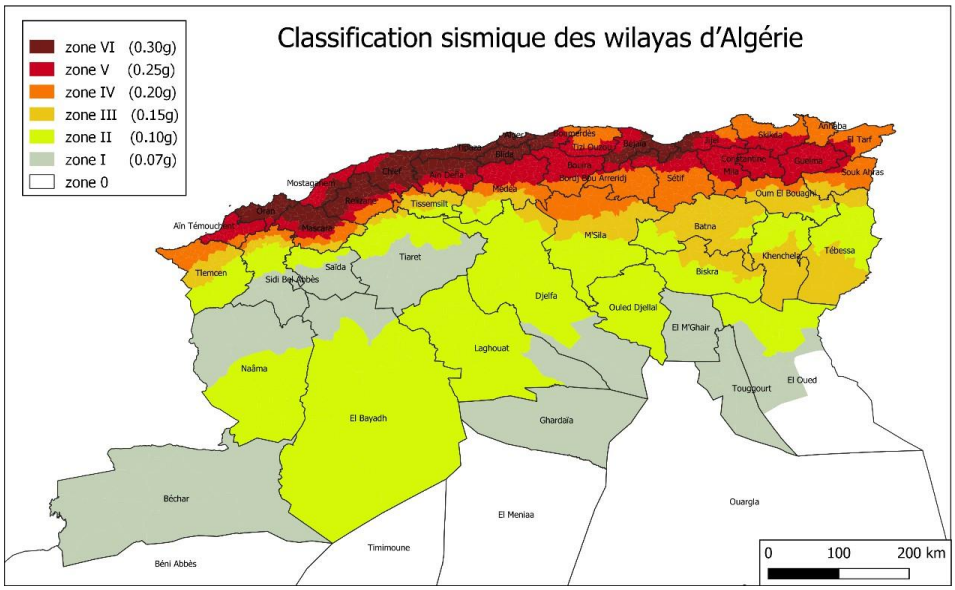


Figure I.3 : Zonage sismique de l'Algérie selon le RPA 2024.

Conclusion :

Ce chapitre introductif, consacré à la zone d'étude, a pour objectif de fournir une compréhension globale de la région à travers ses caractéristiques climatiques et topographiques. Une telle analyse permet d'identifier les principales causes des inondations, qu'elles soient liées aux oueds, aux plaines ou à leurs interactions. Elle contribue également, lors des périodes de crue, à anticiper le comportement de ces phénomènes, à évaluer les dommages potentiels et à orienter les actions préliminaires avant d'engager des études hydrologiques et hydrauliques plus approfondies.

CHAPITRE II

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui s'intéresse à la répartition spatiale et temporelle de l'eau superficielle ou souterraine, et à ses propriétés physiques, chimiques et biologiques.

Les études hydrologiques constituent une pierre angulaire dans la phase de conception et de réalisation des infrastructures hydrauliques, en s'attachant, entre autres, à l'estimation des débits maximaux associés à des périodes de retour T = 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans.

Ce chapitre vise, dans un second temps après la délimitation du bassin versant de l'oued Kabani, à caractériser les paramètres hydrologiques majeurs du site, aidé dans cette tâche par le système d'information géographique ArcGIS, puis à évaluer les périodes de retour et à en déduire notamment la possibilité de calculer les débits de crue nécessaires à la définition d'aménagements permettant de protéger contre les inondations.

I. BASSIN VERSANT

I.1 Caractéristiques principales du Bassin versant

Un bassin versant, ou bassin d'alimentation, au niveau d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents situés en amont de cette section.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, en trace à main levée des segments perpendiculairement aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire (Touaibia, 2015).

I.1.1 Les caractéristiques géographiques

Les coordonnées UTM (ZONE 31) de l'exutoire sont les suivantes :

36°36'38.9"N 2°45'31.5"E

Altitude : 17 m.

I.1.2 Les caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant ont une grande influence sur la réponse hydrologique de celui-ci, notamment sur son régime des écoulements, en période de crue ou d'étiage. Le temps de concentration (Tc), qui indique en partie la vitesse et l'intensité de la réponse du bassin versant aux précipitations, dépend d'un ensemble de caractéristiques morphologiques du bassin, de la taille de celui-ci (sa surface) à sa forme, en passant par son élévation, sa pente ou son orientation. Le type de sol, le couvert végétal ou encore les caractéristiques (géométriques, physiques) du réseau hydrographique sont d'autres éléments à prendre en considération. Tous ces facteurs morphologiques, qu'ils soient géométriques ou physiques, peuvent être estimés à partir de cartes appropriées ou grâce à des traitements numériques ou des modèles numériques.

- **La surface**

La surface d'un bassin versant, c'est l'espace géographique délimité par la ligne de partage des eaux ou par celui du bassin versant. On peut la mesurer au planimètre ou selon la méthode des petits carrés. Elle est considérée comme étant en km², ce qui permet d'évaluer la taille du bassin versant.

Le bassin versant d'Oued Kabani a une superficie de **8,921866 km²**

- **Le périmètre**

Le périmètre détermine la limite extérieure du bassin. Chaque bassin subit de manière différente les précipitations qu'il recueille. Les propriétés hydrologiques d'un bassin sont fonction du climat externe et de ses propres caractéristiques physiques.

Le périmètre du bassin versant d'Oued Kabani est **17,04 m**

- **La longueur du thalweg (cours d'eau principal)**

Un talweg est la ligne qui relie les points d'altitude la plus basse, que ce soit au fond d'une vallée ou dans le lit d'un cours d'eau.

La longueur du cours d'eau principal est **5,97Km**

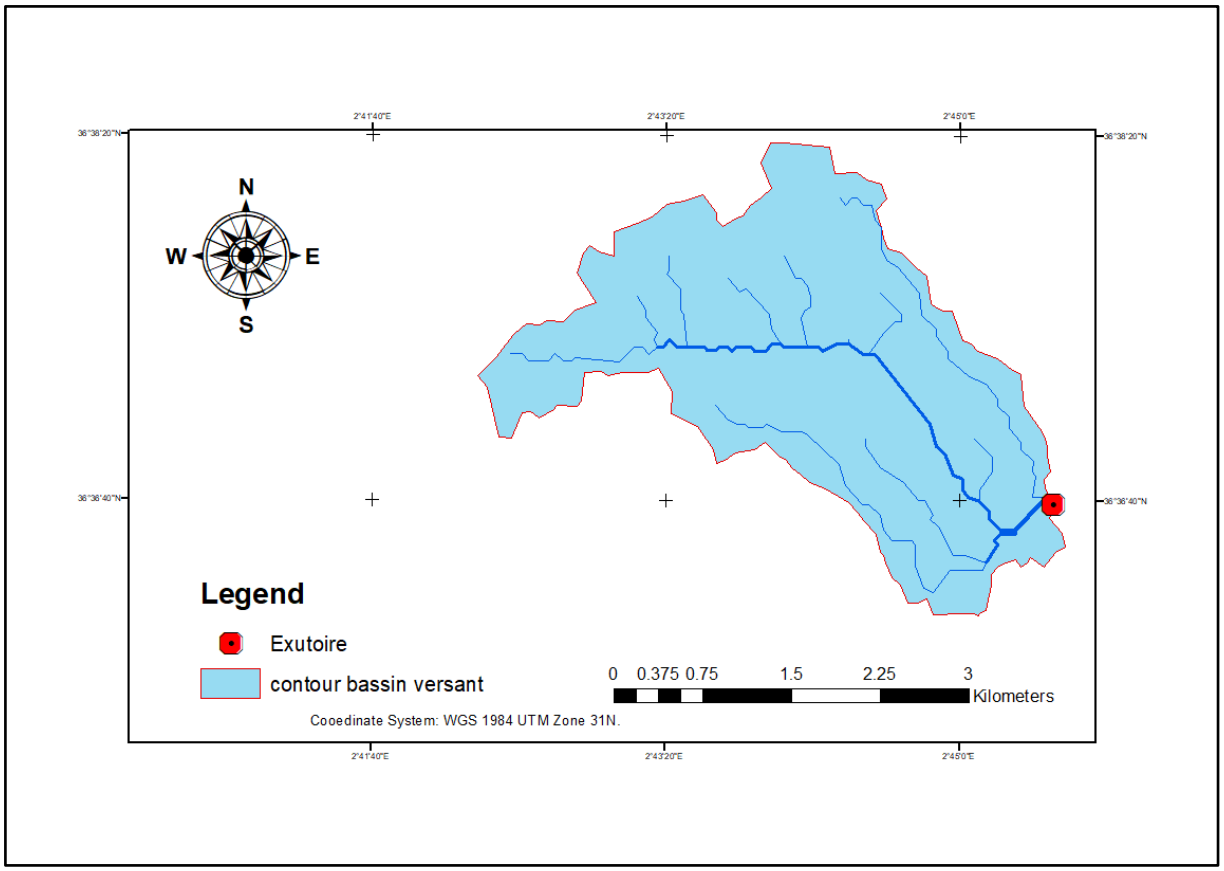


Figure II.1 : Bassin Versant Oued Kabani

I.1.3 Les caractéristiques géométriques

Indice de compacité de Horton (Kh)

L'indice de compacité de Horton (Kh) permet d'évaluer la forme d'un bassin versant en comparant sa surface à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule en divisant la surface du bassin par le carré de la longueur du cours d'eau principal

$$K_h = \frac{S}{Lcp^2} \qquad \textbf{I- 1}$$

Avec :

Kh : indice de compacité de HORTON.

S : Surface de bassin versant (Km2).

Lcp : longueur de cours d'eau principale (Km).

Pour : Kh > 1 …… Bassin ramassée.

Kh < 1 …… Bassin allongée.

Indice de compacité de Gravélius

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

Il est exprimé par la relation suivante :

$$K_G = 0{,}28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \qquad \textbf{I- 2}$$

Avec :

K_G : Indice de compacité de Gravelius

P : le périmètre du BV (Km)

S : la surface du BV (Km^2)

Pour :

- KG=1 : Bassin compacte.
- 1< KG< 1.3 : Bassin moins compacte.
- KG> 1.3 : Bassin allongée.

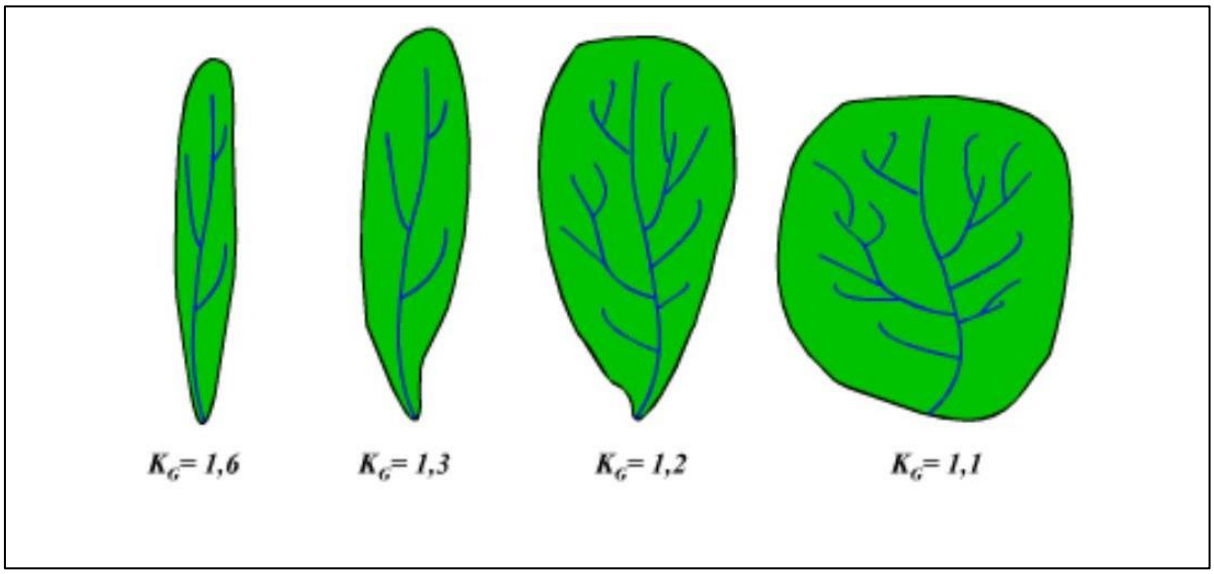


Figure II.2 : Différents types des bassins versant selon le coefficient de Gravelius KG.

Rectangle équivalent

Dans le domaine de l'hydrologie et de la géomorphologie, le rectangle de Gravelius est un modèle conceptuel servant à représenter un bassin versant sous la forme d'un rectangle ayant la même surface. Ce modèle simplifié permet d'opérer des calculs et des comparaisons, notamment en ce qui concerne les flux d'eau entre plusieurs bassins. En restituant des bassins à une forme rectangulaire standardisée, il devient en effet plus aisé d'appliquer de manière cohérente et comparative les méthodes d'analyse hydrologique et géomorphologique.

Le périmètre et la superficie du rectangle se présentent comme suit :

$P=2\times (Lr + lr)$ **I- 3**

$A= Lr \times lr$ **I- 4**

P : Le périmètre du rectangle équivalent (Km).

A : La superficie du rectangle équivalent (Km^2).

L_r : La longueur du rectangle équivalent (Km).

l_r : La largeur du rectangle équivalent (Km).

La longueur L_r et la largeur l_r en unité de (km) sont données par la résolution de P et A :

$$L_r = \frac{K_G \times \sqrt{A}}{1{,}12} \times \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K_G}\right)^2}\right) \qquad \textbf{I- 5}$$

$$l_r = \frac{K_G \times \sqrt{A}}{1{,}12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K_G}\right)^2}\right) \qquad \textbf{I- 6}$$

Avec :

L_r : La longueur du rectangle équivalent (Km).

l_r : La largeur du rectangle équivalent (Km).

A : La superficie du rectangle équivalent (Km^2).

K_G : Indice de compacité de Gravelius.

Les paramètres géomorphologiques du bassin versant d'Oued Kabani sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Les paramètres hydro morpho métriques du bassin versant d'Oued Kabani

Désignation	Symbol	Unités	Valeur
Superficie	S	Km^2	8,92
Périmètre	P	Km	17,04
Longueur de thalweg principal	L_{CP}	Km	5,97
Indice de compacité de Horton	K_h	/	0,25
Indice de compacité de gravélius	K_G	/	1,6
			Bassin est allonge
Longueur de rectangle équivalent	L_r	Km	7,31
Largeur de rectangle équivalent	l_r	Km	1,22

I.2 Caractéristiques hydrographiques :

I.2.1 Etude du Relief :

Le relief joue un rôle fondamental dans l'écoulement car un bon nombre de paramètres hydrométéorologiques (les précipitations, la température, etc.) varient e fonction de l'altitude et de la morphologie du bassin versant. La pente aussi est un facteur déterminant à la vitesse d'écoulement des eaux. L'influence du relief peut également être caractérisée par plusieurs indicateurs et indices :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g.
- L'indice de pente roche I_p..
- La densité de drainage Dg.

I.2.2 La courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit un profil graphique des altitudes d'un bassin versant, en montrant la proportion de surface qui se trouve à chaque niveau d'altitude. Cet outil est utile pour comprendre les processus de formation du relief et pour évaluer l'équilibre entre érosion et sédimentation (Chorley, Schumm et Sugden ,1984)

Cette courbe joue un rôle essentiel pour de multiples raisons. D'une part, elle donne une image de synthèse du relief, apportant des précisions sur la répartition des altitudes du terrain, d'autre part, elle fournit des données en tenant compte de la pente et du profil général du bassin versant. En montrant comment se répartit la surface selon l'altitude, elle aide à modéliser le comportement des crues, permet d'estimer des temps de concentration de l'eau dans un bassin versant.

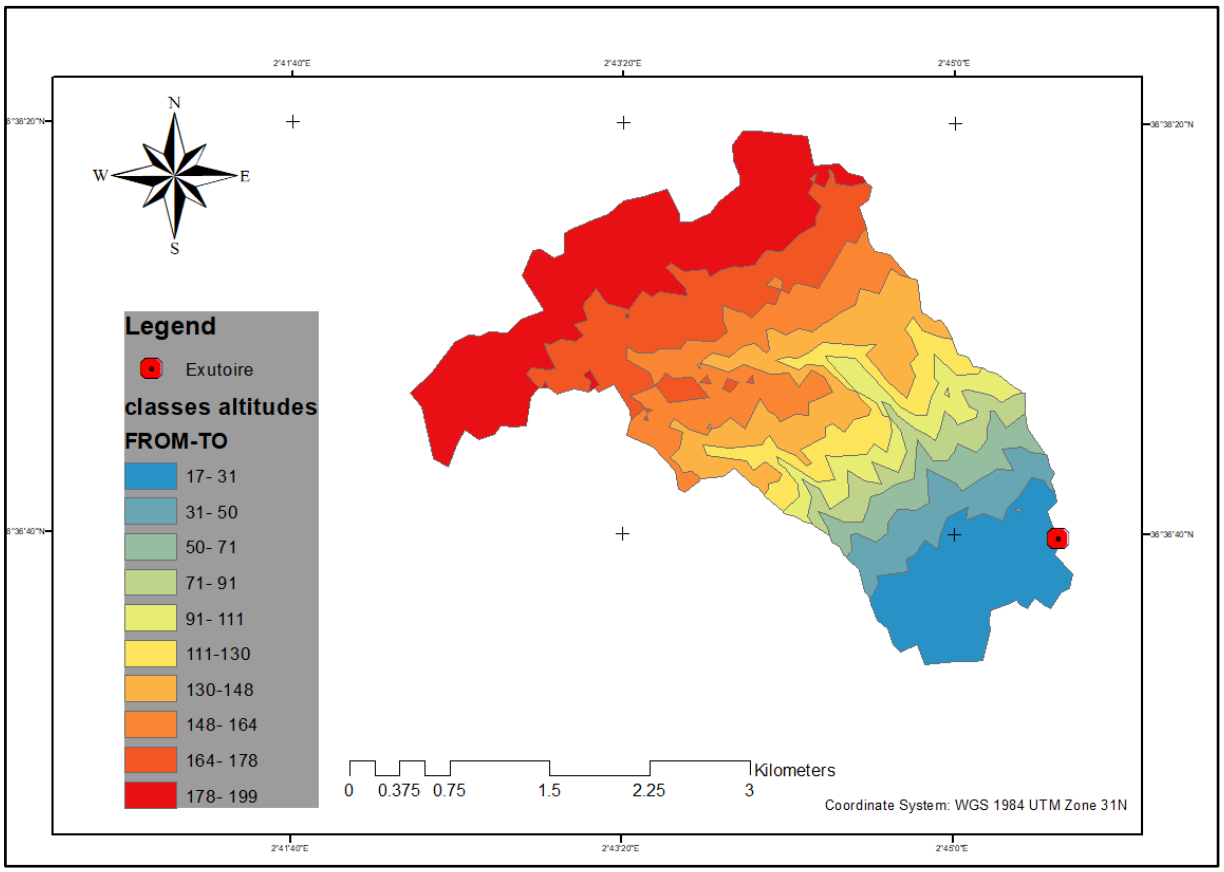


Figure II.3 : Carte hypsométrique du bassin versant d'Oued Kabani.

La répartition des surfaces élémentaires et leur cumul en fonction des altitudes ont été calculés avec le logiciel ArcGIS, et les résultats sont présentés dans des tableaux. Les répartitions des surfaces et les courbes hypsométriques pour notre bassin sont montrées ci-dessous :

Tableau II.2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Kabani

Altitudes(m)	Hi (m)	Surface (km^2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces partielles (Km^2)	Surfaces cumulées (%)
17-31	24	1,14	12,79	1,14	100
31-50	40,5	0,49	5,5	1,63	87,21
50-71	60,5	0,39	4,39	2,02	81,71
71-91	81	0,37	4,15	2,39	77,32
91-111	101	0,48	5,39	2,87	73,17
111-130	120,5	0,58	6,51	3,45	67,78
130-148	139	1	11,22	4,45	61,27
148-164	156	1,06	11,9	5,51	50,05
164-178	171	1,23	13,8	6,74	38,15
178-199	188,5	2,17	24,35	8,91	24,35

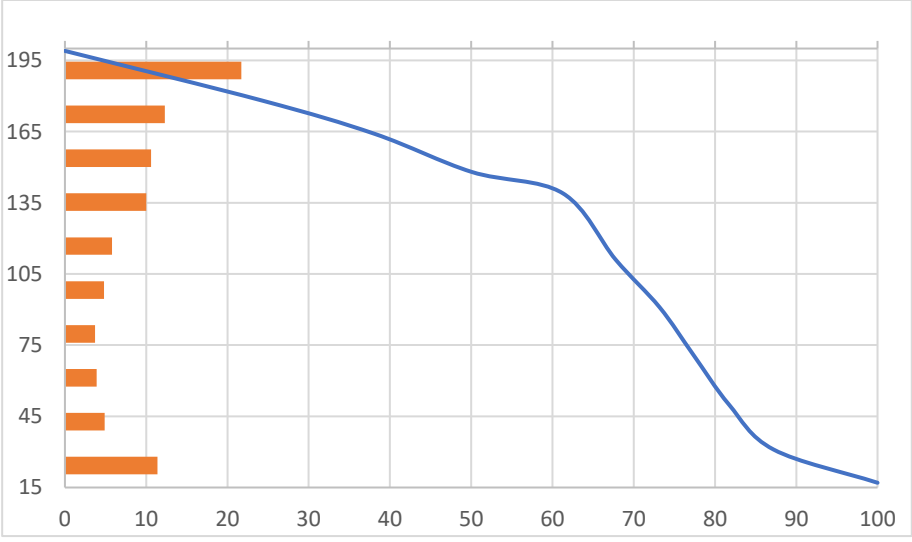


Figure II.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant oued Kabani

Les caractéristiques topographiques principales en termes d'altitude comprennent :

- **Altitude maximale et minimale (Hmax-Hmin) :** Ces valeurs sont directement extraites des cartes topographiques. L'altitude maximale correspond au point le plus élevé du bassin versant, tandis que l'altitude minimale se réfère au point le plus bas, souvent situé à l'exutoire. Ces deux mesures sont particulièrement pertinentes pour établir des relations avec des variables climatologiques telles que la température et les précipitations.
- **Altitude moyenne (Hmoy) :** L'altitude moyenne du bassin versant est un indicateur essentiel qui reflète l'influence de la zonation climatique verticale. Elle est calculée en additionnant le produit des surfaces partielles Si, situées entre les courbes de niveau, par leurs altitudes moyennes correspondantes Hi. Elle est définie par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{H_i \times S_i}{S} \qquad \textbf{I- 7}$$

Avec :
S : Superficie totale du bassin versant (km²).
Si : Surface partielle située entre deux courbes de niveau (km²).
Hi : Différence d'altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives (m).

- **Altitude $H_{5\%}$** : Il s'agit de la projection sur la courbe hypsométrique du point correspondant à 5% de la surface cumulée.
- **Altitude médiane $H_{50\%}$** : Il s'agit de la projection sur la courbe hypsométrique du point correspondant à 50% de la surface cumulée.
- **Altitude $H_{95\%}$** : Il s'agit de la projection sur la courbe hypsométrique du point correspondant à 95% de la surface cumulée.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Kabani

Altitudes	**H_{min}**	**H_{max}**	**H_{moy}**	**$H_{5\%}$**	**$H_{50\%}$**	**$H_{95\%}$**
BV Oued Kabani	17	199	128,269	194,69	148	22,47

I.2.3 Indice des pentes :

La détermination des paramètres liés à la pente vise à caractériser la géomorphologie du bassin versant dans un contexte de comparaison et de classement d'unités du paysage. En effet ils constituent un des paramètres intervenant dans le calcul du débit de pointe à partir duquel sera déterminé le dimensionnement des ouvrages, par effet sur la vitesse d'écoulement.

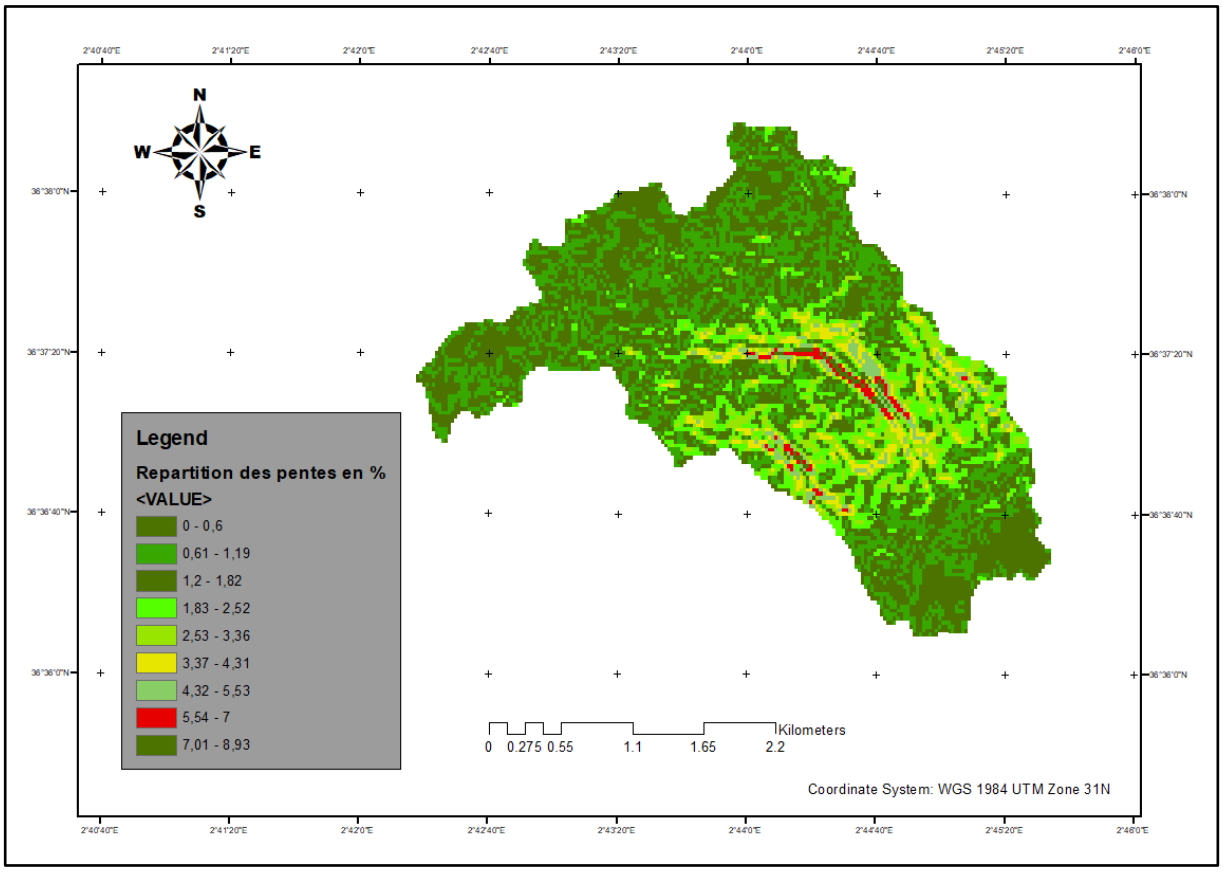


Figure II.5 : Carte des pentes du bassin versant d'Oued Kabani

De plus, la carte en courbes de niveau est une carte topographique qui représente les caractéristiques du terrain à l'aide d'un système de courbes de niveau régulièrement espacées. Cette carte est illustrée dans la figure suivante :

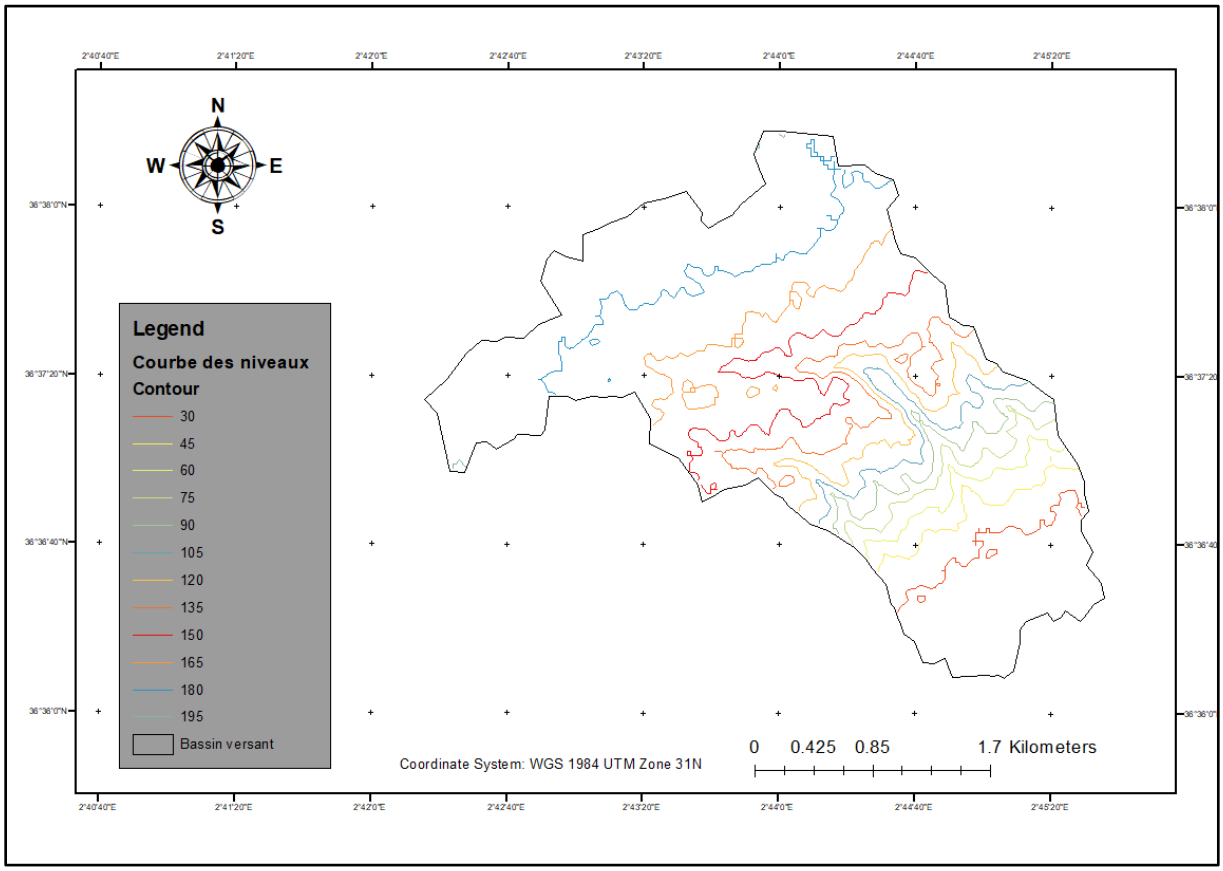


Figure II.6 : Carte des courbes des niveaux du bassin versant d'Oued Kabani.

1. Pente du bassin versant I_{bv} :

$$I_{bv} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{cp}} \qquad \textbf{I- 8}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du talweg principal (Km).

2. Pente moyenne du bassin versant I_{mbv} :

La pente moyenne est une caractéristique essentielle qui informe sur la configuration topographique d'un bassin versant. Considérée comme une variable indépendante, elle permet d'estimer le temps de parcours du ruissellement direct, ce qui influence le temps de concentration (Tc). Elle impacte également directement le débit de pointe lors d'une averse (Touaibia, 2004).

Elle est donnée par la relation suivante :

$$I_{mbv} = \frac{\Delta H(0{,}5L_1 + L_2 + \cdots + 0{,}5L_n)}{S} \qquad \textbf{II- 9}$$

Avec :

- ΔH : Dénivelé entre deux courbes de niveaux successives (m).
- L_1, L_2, Ln : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau II.4 : Pente moyenne du bassin versant d'Oued Kabani.

Courbe des niveaux	Longueur (km)	ΔH	Surface BV (Km^2)	I_{mbv} (km/m)
30	3,4010	15	8,92	82,377
45	2,4039			
60	2,5248			
75	3,0636			
90	4,0840			
105	4,3896			
120	5,0701			
135	6,8939			
150	6,1455			
165	5,7479			
180	6,8149			
195	0,2969			

3. Indice de pente M. ROCHE Ip :

L'indice de pente de Roche (IR) est l'indicateur qui mesure l'inclinaison d'un terrain en corrélant altitude et distance horizontale. Il permet de quantifier la pente d'une surface. Il est fréquemment utilisé dans les analyses géomorphologiques mais aussi hydrologiques.

Cet indice éclaire les mécanismes de l'érosion, de ruissellement et de divers autres processus régis par la topographie

Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum (\sqrt{S_i H_i}) \qquad \textbf{II- 10}$$

Avec :

- L : longueur de rectangle équivalent (m).
- Si : Surface partielle (%) située entre deux courbes de niveau successives.
- Hi : la distance entre les courbes de niveau successives.

4. Indice de pente globale I_g :

Il est défini comme le rapport entre l'altitude correspondant à 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Pour le calculer, on sélectionne deux points, S1 et S2, sur l'axe des abscisses, de sorte que 95% de la surface du bassin soit comprise entre ces deux valeurs, avec 5% de la surface totale en dessous de S1 et 5% au-dessus de S2 (Touaibia, 2015).

Il est exprimé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \qquad \textbf{II- 11}$$

Avec :

- D : Dénivelée entre H5% et H95% en (m).
- L : Longueur du rectangle équivalent en (m).
- H5% et H95% : respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%(m).

Le tableau ci-dessous présente la classification du relief selon l'indice de pente global, établie d'après la méthode O.R.S.T.O.M.

Tableau II.5 : Classification O.R.S.T.O.M du relief à partir l'indice de pente global.

Relief		Valeur de Ig
1	Relief très faible	Ig <0.002
2	Relief faible	0.002 < Ig < 0.005
3	Relief assez faible	0.005 < 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	Ig > 0.1

5. Indice de pente Moyenne I_{pm} :

La pente moyenne d'un cours d'eau joue un rôle essentiel dans la détermination de la vitesse d'écoulement vers l'exutoire du bassin, ainsi que dans le calcul du temps de concentration. Pour évaluer cette pente, on s'appuie sur le profil longitudinal du cours d'eau principal ainsi que celui de ses affluents. La méthode la plus couramment utilisée consiste à diviser la différence d'altitude entre la source (point le plus élevé) et l'exutoire (point le plus bas) par la longueur totale du cours d'eau.

I_{pm} est donne par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r} \qquad \textbf{II- 12}$$

Avec :

- Lr : Longueur de rectangle équivalent (Km).
- Hmax – Hmin : Altitudes (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6 : Résultats des calculs des pentes du bassin versant de l'Oued Kabani

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{bv}	m/Km	30,49
Pente moyenne de bassins versant	I_{mbv}	m/Km	82,377
Indice de pente globale I_g	I_g	m/m	0,01
Indice de pente moyenne Ipm	I_{pm}	m/m	10,67
Indice de pente de Roche (Ip)	I_p	%	2,43
Relief	/	/	Relief assez faible

I.3 Etude de réseau hydrographique :

I.3.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le fleuve principal reçoit ses eaux de plusieurs affluents importants, eux-mêmes alimentés par des ruisseaux, des petits cours d'eau plus en amont, qui finissent par rejoindre le fleuve. Ces écoulements forment un ensemble bien intégré appelé réseau hydrographique, ou chevelu hydrographique. Pour décrire fidèlement cette organisation, on se doit de travailler avec plusieurs paramètres morphométriques et hydrologiques permettant de décrire la structure du bassin.

- **Hiérarchisation du réseau :**

La hiérarchisation du réseau hydrographique est réalisée en attribuant un rang numérique à chaque segment de cours d'eau en fonction de son importance relative. Ainsi tout cours d'eau sans affluent est de rang 1 et les cours d'eau de rang n qui se rejoignent donne un cours d'eau de rang n+1.

Cette approche est fondée sur la méthode de Strahler (1952), qui a développé un système de classification pour analyser la structure des réseaux fluviaux. Selon Strahler, le classement numérique reflète la complexité et l'importance relative de chaque segment dans le réseau hydrographique. Le plus haut niveau d'ordre correspond à l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire, offrant ainsi une vue d'ensemble de la structure du réseau.

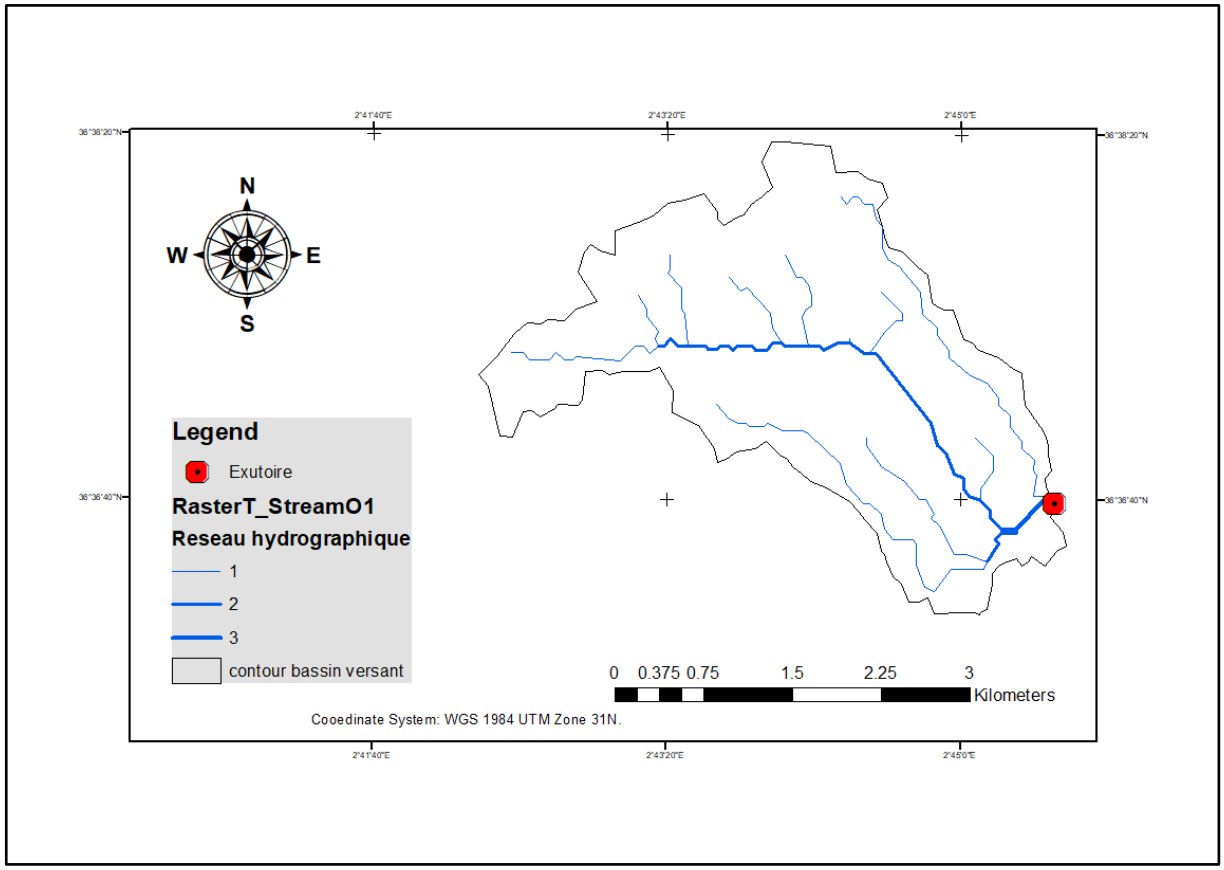


Figure II.7 : Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Kabani.

I.3.2 Paramètres hydrographiques :

1) Densité de drainage :

Le critère du drainage est un indicateur incontournable des caractéristiques hydrologiques du bassin versant et donc du temps de résidence des eaux de toute partie du réseau de drains, des eaux souterraines notamment. Il a été défini par Horton en 1945 (dans Coulon, 2015) comme le rapport entre la longueur totale de l'ensemble du réseau hydrographique et la surface du bassin versant a permis de mieux appréhender les modalités d'évacuation des eaux dans un bassin.

Des études ultérieures par Leopold et Maddock (1953) ont approfondi cette analyse en mettant en lumière l'impact de la densité de drainage sur les processus hydrologiques et la gestion des ressources en eau. Ils ont démontré que des densités de drainage plus élevées sont souvent associées à des temps de résidence plus courts pour les eaux souterraines, ce qui a des implications importantes pour les évaluations hydrologiques et les stratégies de gestion des bassins versants.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \qquad \textbf{II- 13}$$

Avec :

- $\sum L_i$: La somme des longueurs de tous les cours d'eau pris en compte dans le bassin versant.
- n : L'ordre le plus élevé dans la classification.

2) La densité hydrographique des thalwegs élémentaires F :

La densité hydrographique des thalwegs élémentaires permet d'estimer la concentration des écoulements au sein d'un bassin versant, en exprimant le nombre de lignes d'écoulement par unité de surface. Cet indicateur est essentiel pour caractériser l'organisation du réseau hydrographique, car il apporte des informations précieuses sur la manière dont les eaux de ruissellement sont collectées et acheminées à travers le bassin.

$$F = \frac{\sum N_1}{S} \qquad \textbf{II- 14}$$

Avec :

- N1 : Nombre des cours d'eaux d'ordre 1.
- S : Superficie de bassin versant (Km^2).
- F : Densité hydrographique (Km^{-2}).

3) Coefficient de torrentialité C_t :

Le coefficient de torrentialité se calcule en multipliant la densité de drainage par la fréquence des thalwegs élémentaires. Ce coefficient est déterminé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = F \times D_d \qquad \textbf{II- 15}$$

Avec :

- Dd : Densité de drainage (Km/Km^2).
- F : Densité hydrographique (Km^{-2}).

4) Temps de concentration :

Le temps de concentration (Tc) dans un bassin versant désigne la durée maximale nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée en un point du bassin atteigne l'exutoire en suivant le parcours hydrologique. Son estimation reste délicate, car elle dépend de nombreux facteurs, notamment la topographie, la nature du couvert végétal et les propriétés des sols, qui influencent le déplacement et l'infiltration de l'eau.

Diverses formules empiriques sont couramment employées pour estimer le temps de concentration, dont certaines remontent à plusieurs décennies. Parmi elles, la formule de Kirpich (1940) demeure une référence classique. Élaborée à la suite des importantes inondations survenues dans le nord-est des États-Unis en 1936, elle est encore largement utilisée en raison de sa simplicité et de son efficacité (Folmar et al., 2007). Toutefois, plusieurs auteurs, notamment McCuen (2009), ont remis en question la validité de ces approches traditionnelles, leur reprochant une simplification excessive des phénomènes hydrologiques. Ces critiques soulignent l'importance d'adapter les formules aux conditions locales du bassin versant afin d'améliorer la précision des estimations du temps de concentration.

Les méthodes et les formules employées sont régionales, avec des paramètres propres à la région dans laquelle elles sont élaborées. En général, on choisit la formule qui correspond le mieux au type de bassin-versant analysé, la priorité étant donnée à celle qui nous semble applicable, élaborées dans des conditions physico-géographiques similaires à celles de la partie Nord de l'Algérie (Bennis, 2004).

- **Formule de GIANDOTTI (Italie 1937) :**

Donnée par la formule suivante :

$$T_c = \left(\frac{4\sqrt{S} + 1{,}5 + L_{cp}}{0{,}8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \right)^{0{,}385} \qquad \textbf{II- 16}$$

- Tc : Temps de concentration (h).
- Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant (m).
- Hmin : Altitude minimale du bassin versant (m).
- S : Superficie du bassin versant (Km^2).
- Lcp : Longueur de cours d'eau principal (Km).

- **Formule de SOLOVSKY :**

Donnée par la formule suivante :

$$T_c = 4 \times \left(\frac{S \times {L_{cp}}^{0,333}}{\sqrt{I_{bv}}} \right)^{0,75} \qquad \textbf{II- 17}$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h).
- S : Superficie du bassin versant (Km^2).
- Lcp : Longueur de cours d'eau principale (km).
- Ibv : Pente de bassin versant (m/Km).

- **Formule ANRH :**

Donnée par la formule suivante :

$$T_c = \left(\frac{0,83 \times {L_{cp}}^{3}}{H_{moy} - H_{min}} \right)^{0,385} \qquad \textbf{II- 18}$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h).
- Lcp : Longueur de thalweg principal (Km).
- Hmoy-Hmin : Les altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m).

- **Formule de TURAZZA :**

Donnée par la formule suivante :

$$T_c = \frac{0,108 \sqrt[3]{S \times L_{cp}}}{\sqrt{I_{pm}}} \qquad \textbf{II- 19}$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h).
- S : Surface du bassin versant (Km^2).
- Lcp : Longueur de cours d'eau principale (Km).
- I_{pm} : pente moyenne du bassin versant(m/m).

- **Formule de VENTURA :**

Donnée par la formule suivante :

$$T_c = 0{,}1275\frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{bv}}} \qquad \textbf{II- 20}$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h).
- I_{bv} : Indice de pente du bassin versant (m/m).
- S : superficie du bassin versant (Km^2).
-

- **Formule de KIRPICH :**

Cette méthode convient aux bassins versants dont la superficie se situe entre 0,4 et 81 hectares, avec des sols argileux et une pente moyenne variant entre 3 % et 10 %. Le temps de concentration est déterminé à l'aide de l'équation suivante :

$$T_c = 0{,}0195\frac{{L_{cp}}^{0,77}}{{I_{pm}}^{0,385}} \qquad \textbf{II- 21}$$

Avec :

- Tc : Temps de concentration (h).
- Lcp : Longueur de cours d'eau principale (Km2).
- Ipm : pente moyenne du bassin versant (m/m).

- **Choix du temps de concentration :**

Les équations utilisées dans cette étude sont spécifiquement recommandées pour les régions du nord de l'Algérie. Étant donné la variabilité des résultats obtenus selon les formules appliquées, la valeur la plus faible parmi celles proches a été retenue comme estimation du temps de concentration. Les valeurs extrêmes, qu'elles soient trop élevées ou trop faibles, ont été écartées afin de privilégier des résultats représentatifs, centrés autour des valeurs moyennes.

Tableau II.7 : Résultats du calcule de temps de concentration

Les Formules utilisées	Temps du concentration (h)
GIANDOTTI	1,378
SOLOVSKY	8,955
ANRH	1,195
TURUZZA	0,124
VENTURA	0,069
KIRPICH	0,031

Nous avons opté pour le résultat fourni par la formule **ANRH,** car elle nous offre le temps de concentration le plus optimal.

5) Vitesse de ruissellement Vr :

Le ruissellement désigne l'écoulement des eaux de pluie à la surface du sol sous l'effet de la gravité, lorsque celles-ci ne sont ni infiltrées, ni évaporées, ni temporairement retenues. Il suit généralement la pente naturelle du terrain. En termes simples, il s'agit du rapport entre la longueur parcourue et le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \qquad \textbf{II- 22}$$

Avec :

- Vr : Vitesse de ruissellement (km/h).
- Lcp : Longueur du cours d'eau principal (Km).
- Tc : Temps de concentration (h)

Les résultats des calculs des paramètres hydrographiques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : résultats des calculs des paramètres hydrographiques

Paramètres	Symboles	Unités	Résultats
Densité de drainage	Dd	Km/Km^2	2,179
Densité hydrographique	F	Km^{-2}	1,23
Coefficient de torrentialité	Ct	//	2,68
Temps de concentration	Tc	h	1,195
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	4,85

Le tableau suivant présente un résumé des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Kabani :

Tableau II.9 : Géomorphologie du bassin versant de l'Oued Kabani.

La Désignation		**Symbole**	**Unités**	**Valeur**
La Superficie		S	Km^2	8,92
Le Périmètre		P	Km	17,04
La longueur du talweg principal		Lcp	Km	5,97
L'indice de compacité de Gravélius		KG	/	1,6
L'indice de compacité de Horton		Kh	/	0,25
Rectangle équivalent	**Longueur**	Lr	Km	7,31
	Largeur	l_r	Km	1,22
Les Altitudes	**Maximale**	Hmax	m	199
	Moyenne	Hmoy	m	128,27
	Minimale	Hmin	m	17
	Médiane 5%	H5%	m	194,69
	Médiane 50%	H50%	m	148
	Médiane 95%	H95%	m	22,47
La pente du bassin versant		Ibv	m/Km	30,49
La pente moyenne du bassin versant		I_{mbv}	m/Km	82,38
L'indice de pente de Roche		Ip	%	2,43
L'indice de pente moyenne		Ipm	m/Km	10,67
L'indice de pente globale		Ig	m/Km	0,01
La somme des longueurs des cours d'eau		∑Li	Km	19,44
Le nombre des talwegs d'ordre 1		∑N1	/	11
La densité de drainage		Dd	Km/Km^2	2,179
La densité hydrographique		F	Km^{-2}	1,23
Le Coefficient de torrentialité		Ct	/	2,68
Le temps de concentration		Tc	Heures	1,195
La vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	4,85

II. Etude des crues :

L'estimation du débit maximal est indispensable pour dimensionner les ouvrages hydrauliques et évaluer les risques, en tenant compte des crues pour des périodes de retour de 10 à 100 ans

II.1 Présentation de la station hydrométrique dans la zone d'étude :

L'analyse repose sur les données issues des stations d'observation mises à disposition par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Pour les besoins du calcul, la station pluviométrique de « KOLEA SECTEUR » a été retenue comme station de référence, en raison de sa série chronologique couvrant une période de 30 ans, allant de 1992 à 2021.

Tableau II.10 : Caractéristiques de la station Pluviométrique (KOLEA SECTEUR)

Nom de station	Code	X (km)	Y (km)	Z (km)	Période d'observation
KOLEA SECTEUR	021233	653.3	382.9	825	(1992-2021)

(Source : ANRH).

Le tableau ci-dessous présente la répartition des précipitations max annuels enregistrés à la station sur une période de 30 ans :

Tableau II.11 : La série des pluies journalières maximales

Années	Pjmax (mm)	Années	Pjmax (mm)
1992	51,5	2007	99,9
1993	80,1	2008	58,2
1994	53,6	2009	53,5
1995	104,3	2010	48
1996	74	2011	50,7
1997	71,2	2012	81,6
1998	46,2	2013	82,9
1999	46,6	2014	65
2000	50,1	2015	48,8
2001	41,7	2016	53,6
2002	52,4	2017	79,4
2003	55	2018	52
2004	47,4	2019	32,6
2005	64,7	2020	30,6
2006	30,8	2021	64

II.2 Ajustement de la série des pluies maximales journalières :

La précision des résultats issus d'une analyse fréquentielle dépend en grande partie du choix du modèle fréquentiel, notamment de sa nature. Bien que plusieurs critères puissent guider cette sélection, aucune méthode universelle et infaillible n'existe. À partir d'un échantillon de n observations, on établit un histogramme des fréquences ainsi qu'une courbe de fréquence cumulée de non-dépassement. Lorsque la taille de l'échantillon augmente, l'objectif est alors d'identifier la loi de distribution sous-jacente, permettant ainsi de passer d'une simple fréquence à une densité de probabilité.

Tableau II.12 : Modèles fréquentiels et leur validité.

Lois	Variables
Normale	Précipitations annuelles, débits, volumes de stockage des réservoirs
Log Normale	Débits maximaux annuels, précipitations quotidiennes, précipitations annuelles, volume du ruissellement mensuel, volume du ruissellement annuel
Pearson type II (Gamma)	Débits maximaux annuels, précipitations quotidiennes, précipitations annuelles, volume de ruissellement mensuel, volume de ruissellement annuel
Loi de Gumbel et Frechet	Débit maximal annuels
Loi exponentielle	Précipitations quotidiennes, durée entre deux événements
Loi de Goodrich	Valeurs moyennes annuelles (débits, précipitations, etc.)

- **Logiciel HYFRAN-PLUS :**

Le logiciel HYFRAN-PLUS permet d'ajuster différentes distributions statistiques à une série de données, à condition que ces dernières satisfassent les critères d'indépendance, d'homogénéité et de stationnarité (voir les publications relatives au Système d'Aide à la Décision, SAD). Un module spécifique de ce système a été développé afin de faciliter le choix de la distribution la plus adaptée pour estimer les quantiles associés à de fortes périodes de retour.

1. Ajustement de la série par la loi de GUMBEL :

La loi de Gumbel est couramment utilisée et reconnue pour sa capacité à modéliser les valeurs extrêmes. En tant que distribution double exponentielle, elle constitue la distribution limite des maximas dans un échantillon de n observations. Lorsqu'on considère le maximum annuel d'une variable comme le maximum parmi 365 valeurs journalières, cette loi s'avère particulièrement bien adaptée pour représenter les séries de maximas annuels. L'ajustement des données à la loi de Gumbel a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN-PLUS, et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.13 : Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Pjmax	Écart type	Intervalle de confiance
1000	0,9990	150	19,4	112-188
100	0,9900	117	13,2	90,9-143
50	0,9800	107	11,3	84,5-129
20	0,9500	93,3	8,85	76-111
10	0,9000	83	7,01	69,3-96,8
5	0,8000	72,3	5,19	62,1-82,4
2	0,5000	56	3,08	50-62

Paramètres : u = 50,747495 ; alpha = 14,337515

Voici l'illustration graphique des résultats ajustés :

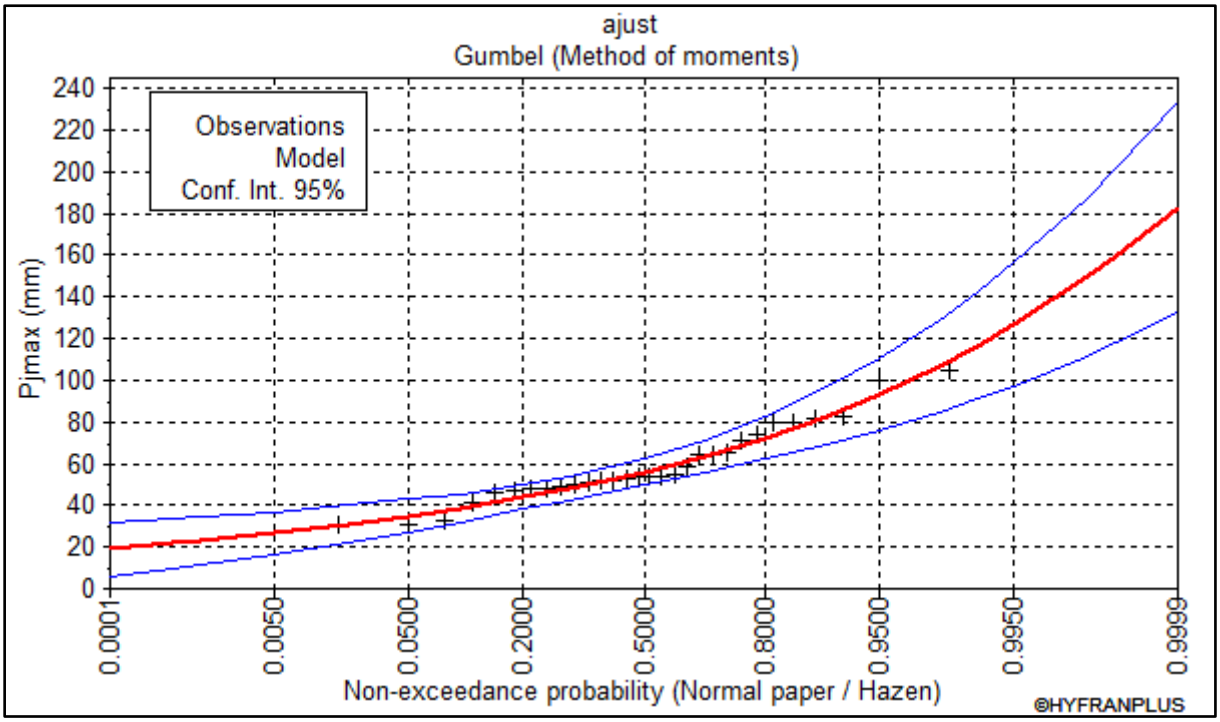


Figure II.8: Graphe d'ajustement par la loi de Gumbel de la station 021233.

Le tableau suivant compare les caractéristiques de la loi de Gumbel avec celles de l'échantillon.

Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon	Caractéristiques de la loi
Minimum	30,6	Aucune
Maximum	104	Aucune
Moyen	59,0	59,0
Écart type	18,4	18,4
Médian	53,5	56,0
Coefficient de variation Cv	0,312	0,312
Coefficient d'asymétrie Cs	0,772	1,14
Coefficient d'aplatissement Ck	2,92	2,4

2. Ajustement par la loi Log Normal (Loi de Galton) :

Une variable aléatoire X suit une distribution log-normale si le logarithme naturel de X, noté V=lnX, suit une distribution normale. La loi de Galton est une version asymétrique de la loi normale obtenue par transformation.

L'ajustement des données à la loi log-normale a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN. Les résultats de cet ajustement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Résultats d'ajustement par la lo de Log Normal.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Pjmax	Écart type	Intervalle de confiance
1000	0,9990	146	20,0	107-185
100	0,9900	115	12,7	90,6-140
50	0,9800	106	10,6	85,3-127
20	0,9500	93,6	8,15	77,6-110
10	0,9000	83,7	6,40	71,1-96,2
5	0,8000	73,1	4,80	63,7-82,5
2	0,5000	56,4	3,17	50,2-62,6

Paramètres : mu = 4,032291 **; sigma =** 0,307980

Voici l'illustration graphique des résultats ajustés :

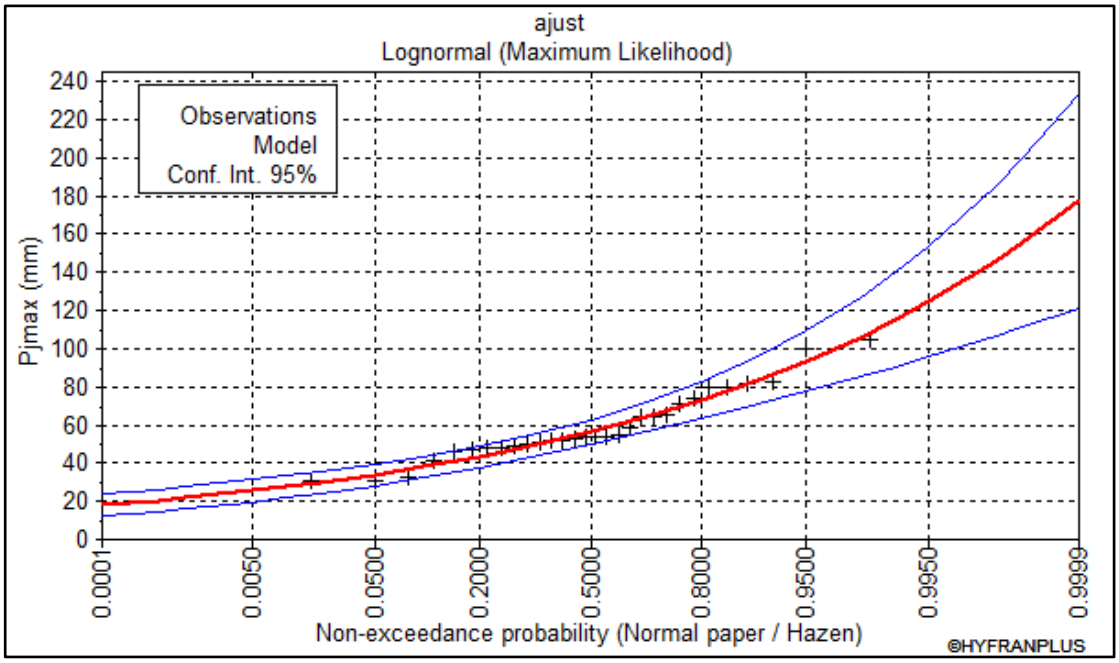


Figure II.9 : Graphe d'ajustement par la loi de Log Normal de la station 021233.

Le tableau suivant compare les caractéristiques de la loi de Log Normal avec celles de l'échantillon.

Tableau II.16 : Comparaison des caractéristiques de Log Normal et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon	Caractéristiques de la loi
Minimum	30,6	Aucune
Maximum	104	Aucune
Moyen	59,0	59,1
Écart type	18,4	18,7
Médian	53,5	56,4
Coefficient de variation Cv	0,312	0,315
Coefficient d'asymétrie Cs	0,772	0,978
Coefficient d'aplatissement Ck	2,92	4,75

➢ **Comparaison entre les deux lois d'ajustement :**

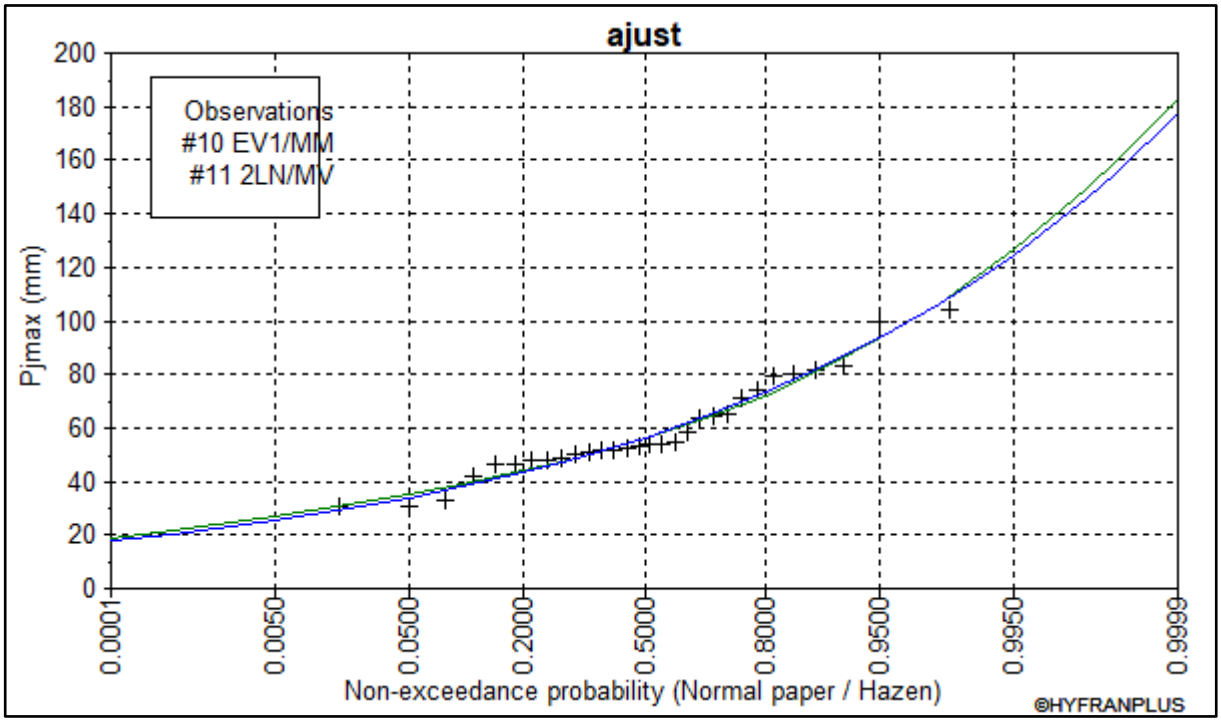


Figure II.10 : Comparaison entre les Lois ajustement utilisées de la station 021233.

II.3 Choix de la Loi d'ajustement :

Des écarts entre les fréquences observées dans l'expérience et celles fournies par une loi théorique de distribution sont inévitables. Si l'ajustement graphique est une première étape, cette démarche n'est pas à elle seule une manière de déterminer la loi théorique la plus appropriée.

Un test statistique est donc nécessaire pour qualifier la qualité d'un ajustement et, le cas échéant, pour comparer plusieurs lois théoriques.

Le test du chi-carré (χ^2) est parmi les tests les plus courants.

➢ **Test d'adéquation de $\chi 2$:**

Le test d'adéquation, aussi appelé test d'ajustement, a pour objectif de vérifier si le modèle sélectionné est cohérent avec les données observées. Plus précisément, ce test valide l'hypothèse selon laquelle les observations suivent une loi spécifique. Le test du χ^2 (chi-carré) est le plus couramment employé dans ce cadre.

La sélection de la loi théorique la plus appropriée repose sur une comparaison entre la valeur du χ^2 calculée à partir de nos données et la valeur théorique correspondante,

extraite des tables de la distribution du chi-carré. Cette comparaison est effectuée en fixant un niveau de risque α de 5 %, ce qui équivaut à un seuil de confiance de 95 %. L'analyse vise à déterminer si les divergences observées entre les fréquences empiriques et les fréquences théoriques sont statistiquement significatives.

Le test du chi-carré (χ^2) a été mis en œuvre avec un seuil de signification α conventionnellement fixé à 5 % et un nombre de degrés de liberté γ (Touaibia, 2015). Les critères de décision sont les suivants :

- Si χ^2 calculé > χ^2 théorique (tabulé) : La loi d'ajustement est rejetée.
- Si χ^2 calculé ≤ χ^2 théorique (tabulé) : La loi d'ajustement est acceptée.

Les résultats de ce test ont été obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN Plus et sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Résultats du test de χ^2

Loi de distribution	**Degré de liberté ɣ**	**Nombre de classe**	**χ^2 calculé**	**χ^2 théorique (Tabulé)**
Gumbel	4	7	6,40	9,488
Log Normal	4	7	6,40	9,488

Selon les résultats du test du chi-carré et du test d'ajustement, il semble que la série des débits maximaux annuels s'ajuste convenablement à la loi Log Normal.

II.4 Estimation des débits maximums fréquentiels :

La gestion des risques liés aux inondations nécessite une évaluation préalable des crues potentielles, notamment en ce qui concerne le débit de pointe et la forme de l'hydrogramme. Toutefois, dans de nombreuses régions, y compris celle étudiée, l'absence de stations hydrométriques et de séries de mesures fiables sur les cours d'eau empêche l'utilisation directe de données observées.

Dans ce contexte, il devient indispensable de recourir à des méthodes d'estimation fondées sur des approches indirectes. Le présent travail s'appuie ainsi sur trois types de méthodes complémentaires, choisies en fonction des caractéristiques locales et de la disponibilité des données pluviométriques et morphologiques, afin d'évaluer les crues dans les bassins versants étudiés :

- L'analyse des crues historiques
- Les méthodes probabilistes
- Les formules empiriques
- La méthode du Soil Conservation Service (SCS)

- **Méthodes basées sur l'historique des crues :**

Cette méthode ancienne repose sur le principe selon lequel les crues les plus extrêmes que l'on peut observer ont probablement déjà eu lieu dans un passé suffisamment long. Elle demeure pertinente, notamment lorsque l'on ne dispose pas de mesures directes du débit maximal associé à une crue exceptionnelle. Bien qu'elle soit parfois négligée aujourd'hui, l'analyse des crues historiques fournit des informations précieuses et constitue une base de données essentielle.

On entend par "crues historiques" celles qui se sont produites avant l'existence de mesures instrumentales modernes. Leur étude vise à enrichir les séries de données existantes, à comparer les résultats obtenus avec d'autres approches méthodologiques, et à améliorer la précision des valeurs issues des méthodes statistiques d'extrapolation.

- **Les méthodes probabilistes :**

Les méthodes d'analyse des crues peuvent être réparties en plusieurs familles :

1) Les méthodes à échantillonnage fixé comme la méthode du maximum annuel, couramment utilisée dans le monde tant elle est simple. Cette méthode se limite à des échantillons de taille supérieure à 30 valeurs, où sa robustesse statistique reste à vérifier.

2) Les méthodes hydrométéorologiques telles la méthode Gradex adaptées aux bassins versants de taille relativement faible (inférieure à 20 000 km²) homogènes (relativement). Elles procèdent à l'analyse jointe des précipitations extrêmes et des débits qui leur sont associés.

3) Les méthodes stochastiques couramment utilisées pour s'intéresser à la simulation de variables hydrologiques complexes par modélisation statistique du processus à l'échelle journalière ou mensuelle, mais dont la maîtrise des incertitudes demeure faible (Masson, 1991).

4) Les méthodes de type renouvellement qui consistent à attribuer une probabilité assignée à des débits de toutes les crues supérieures à une valeur critique toutes de crues d'événements extrêmes sur tous les débuts possibles.

- **Les méthodes empiriques utilisées :**

Cette approche utilise des relations entre le débit de crue, la surface du bassin, la pluie et la période de retour. Des formules classiques comme celles de **Giandotti**, **Turazza** ou **Sokolovsky** sont souvent appliquées.

En Algérie, ces méthodes sont largement utilisées et adaptées aux conditions locales. Les principales formules employées sont présentées ci-après :

- **Formule de Turazza :**

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations car elle fait appel également au temps de concentration (tc) du bassin, i.e. le temps requis pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus en amont du bassin arrive jusqu'à l'exutoire. Elle peut s'exprimer ainsi (EMI, 1999).

$$Qp\% = \frac{C \times Ip\% \times S}{3.6} \qquad \textbf{II- 23}$$

Avec :

Qp%= Débit maximum de fréquence (P%) en m^3/s

Ip%= Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration Tc.

S= superficie du bassin versants

C= Coefficient de ruissellement lié à la probabilité d'occurrence.

Tableau II.18 : Intensité de pluies pour une durée égale à Tc

Période de retour	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Ic(mm/h)	18,99	21,74	24,31	27,53	29,87

Le coefficient de ruissellement moyen du bassin versant a été estimé à 0.44**,** en tenant compte des différentes classes d'occupation du sol et des valeurs de référence proposées par Casenave et Lavabre (1993)**.** Ce coefficient représente une valeur moyenne pour des événements courants.

Tableau II.19 : Les valeurs de coefficient de ruissellement

Periode de retour	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Cr	0,46	0,51	0,55	0,6	0,64

Cependant, pour les événements extrêmes associés à des périodes de retour différentes, ce coefficient doit encore être majoré afin de tenir compte de l'augmentation à la fois de l'intensité et du volume des précipitations. Cette majoration s'effectue à l'aide de coefficients multiplicateurs en fonction du temps de retour T, illustrés dans le tableau suivant :

- **Formule de Giandotti :**

Dans leur recherche sur les problématiques liées à la gestion de l'eau en Algérie, ils ont proposé une expression du débit maximum en crue en La méthode de Giandotti est fondée sur les lois de ruissellement fondées sur les critères morphométriques du bassin versant Cette formule est relativement performante pour les bassins possédant des caractéristiques strictement montagnardes.

$$Qmax = \frac{C \times S \times \sqrt{Hmoy - Hmin}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \times Pdc \qquad \textbf{II- 24}$$

S : surface en km2 ;

Hmoy: altitude moyenne en m

Hmin : altitude minimale en m

L : longueur du cours d'eau principale en km

C : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166

Ptc : pluie durant le temps de concentration Tc (mm).

Tableau II.20 : Pluie durant le temps de concentration Tc

Période de retour	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Pdc(mm)	22,69	25,98	29,05	32,90	35,69

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

Selon cet auteur, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse (une pluie) de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps demontée de la crue est donc pris égal au temps de concentration. (Bennis, 2004)

$$Qmax = \frac{0.28 \times (Pct - H0) \times \propto \times S \times f}{Tc} \qquad \textbf{II- 25}$$

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

Tc : temps de concentration[h].

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H0=7 mm.

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

f : Coefficient de forme de la crue.

0.28 : Coefficient de changement d'unité.

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \qquad \textbf{II- 26}$$

Pour S ≤ 50 Km2 on a $\gamma = 2$

Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a = (2 ÷ 2.5)

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

α : Coefficient de ruissellement est calculé par la formule :

$$\propto = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \qquad \textbf{II- 27}$$

Avec :

Xp%, : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps Tc.

Les débits de crues de bassin versant calculés par les différentes formules sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau II.21 : Débits maximums pour les trois formules

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
Formule de Turazza (m3/s)	21,61	27,21	33,91	40,72	47,58
Formule de Giandotti (m3/s)	15,32	17,54	19,62	22,22	24,10
Formule de SOKOLOVSKY (m3/s)	11,25	15,07	18,89	23,95	27,79

- **La méthode Soil Conservation Service « SCS » :**

L'approche SCS-CN (Soil Conservation Service – Curve Number) est un concept élaboré depuis les années 1950 par le Natural Resources Conservation Service (NRCS), basé sur une relation empirique entre la précipitation et le ruissellement direct.

Son principal atout est bien la simplicité des données d'entrée nécessaires à sa mise en œuvre, reposant uniquement sur le type de sol et l'occupation du sol. Cette simplicité d'application se traduit par une large utilisation dans de nombreux modèles d'hydrologie et d'érosion, qui sont notamment :

- **SWAT** (Arnold et al., 1996),
- **HEC-HMS** (US Army Corps of Engineers, 2011),
- **AFFDEF** (Montanari et al., 2004),
- **AGNPS** (Minnesota Pollution Control Agency, 1987).

La méthode SCS-CN s'applique en général aux bassins versants d'une superficie de 0,25 hectare et 100 km², ce qui en fait une méthode adaptée à différents contextes hydrologiques.

En effet, elle repose sur l'hypothèse qu'une pluie d'une certaine période de retour génère un ruissellement de même période. La durée de la pluie et le pas de temps de calcul sont à choisir en fonction du temps de réponse du bassin versant, qui est défini comme la période entre le centre de gravité de l'événement pluvieux et le pic de débit.

En l'absence de données hydrométriques, le temps de réponse est apprécié à partir du temps de concentration (Tc), qui est calculé par une formule empirique. L'hydrogramme unitaire est ensuite représenté selon une forme triangulaire simplifiée du fait des hypothèses énoncées par le SCS.

$$\frac{1}{3\mathrm{Tc}} < \mathrm{D} < \frac{2}{3\mathrm{Tc}} \qquad \textbf{II- 28}$$

Cet Hydrogramme est caractérisé par :

Qp : Le débit de pointe

Tp : Le temps à la pointe $\mathrm{Tp} = \frac{\mathrm{D}}{2} + 0.6 * \mathrm{Tc}$

Tb : Le temps de base Tb = Tp + Tr

Tr : le temps de décrue de l'hydrogramme Le rapport entre Tr est Tp se présente sous forme de constante tel que : Tr = 1.67 T

Le modèle SCS repose sur l'idée que la précipitation totale tombée sur un bassin versant se répartit en trois composantes principales :

- La pluie efficace (Peff), responsable du ruissellement,
- Les pertes initiales (Ia), représentant l'infiltration et le stockage en surface au début de l'événement,
- La rétention (F), correspondant à la capacité de stockage du sol pendant la pluie.

Ce schéma simplifié permet d'estimer le volume de ruissellement à partir de données météorologiques et pédologiques élémentaires.

La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

$$\frac{\mathrm{F}}{\mathrm{S}} = \frac{\mathrm{Peff}}{\mathrm{P} - \mathrm{Ia}} \qquad \textbf{II- 29}$$

(S) représente la rétention potentielle maximale. Autrement dit, le rapport entre infiltration réelle et infiltration potentielle égale le rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement potentiel

La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - Ia) - Peff \quad \textbf{II- 30}$$

On obtient :

$$Peff = \frac{(P - I)^2}{(P - Ia) + S} \quad \textbf{II- 31}$$

À partir de l'analyse de nombreuses averses, les spécialistes du SCS ont établi une relation empirique entre les pertes initiales (Ia) et la rétention potentielle maximale (S), exprimée par la formule suivante :

$$Ia = 0{,}2 \cdot S \quad \textbf{II- 32}$$

On obtient la relation :

$$Peff = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad \textbf{II- 33}$$

Pour estimer la seule inconnue de l'équation, à savoir la rétention potentielle maximale (S), le SCS a introduit l'indice de ruissellement appelé Curve Number (CN). Cet indice, dont la valeur varie entre 0 et 100, dépend du type de sol, de l'occupation du sol et des conditions d'humidité précédant l'événement pluvieux.

La relation entre S et le CN est donnée par la formule suivante :

$$CN = \frac{25400}{S + 25} \quad \textbf{II- 34}$$

La Valeur du Curve Number (CN) dépend essentiellement de deux facteurs : le type de sol et l'occupation du sol, c'est-à-dire la couverture végétale, des différentes parties du bassin versant. Le NRCS (Natural Resources Conservation Service) a divisé les sols en 4 groupes hydrologiques (A, B, C, D), se basant sur leur capacité d'infiltration qui va des sols les plus perméables (groupe A) au moins perméables (groupe D)

.

Tableau II.22 : Classification des sols selon NRCS

Groupe	Description du sol	Potentiel d'infiltration	Exemples
A	Sols sablonneux, profonds, bien drainés	Très élevé	Sables, loams sableux
B	Sols à texture moyenne, avec perméabilité modérée	Élevé	Limons, loams, loams limoneux
C	Sols à texture fine, moins perméables	Faible	Argiles limoneuses, limons argileux
D	Sols très argileux, peu perméables ou présentant une nappe phréatique peu profonde	Très faible	Argiles lourdes, zones compactées

Lorsque le bassin versant comporte différents types de sols et d'occupations du sol, il est nécessaire de calculer un CN moyen pondéré, appelé CN composite. Celui-ci est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$CNp = \frac{\sum(CNi \times Si)}{\sum Si} \qquad \textbf{II- 35}$$

Où :

- CNi est le Curve Number de la classe i,
- Si est la superficie correspondante à cette classe,
- La somme est faite sur l'ensemble des classes du bassin.

Voici les valeurs CN associé de chaque Type d'occupation de sol :

Tableau II.23 : CN selon le Type d'occupation de sol

Occupation de sol	Classes de sols			
	A	B	C	D
Terres agricoles	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Zone urbaine	80	85	90	95
Terrain nu	77	86	91	94
Parcours	68	79	86	90

Une carte d'occupation du sol a été réalisée pour le bassin versant étudié à l'aide du logiciel ArcGIS, afin de permettre l'estimation des paramètres requis pour l'analyse hydrologique.

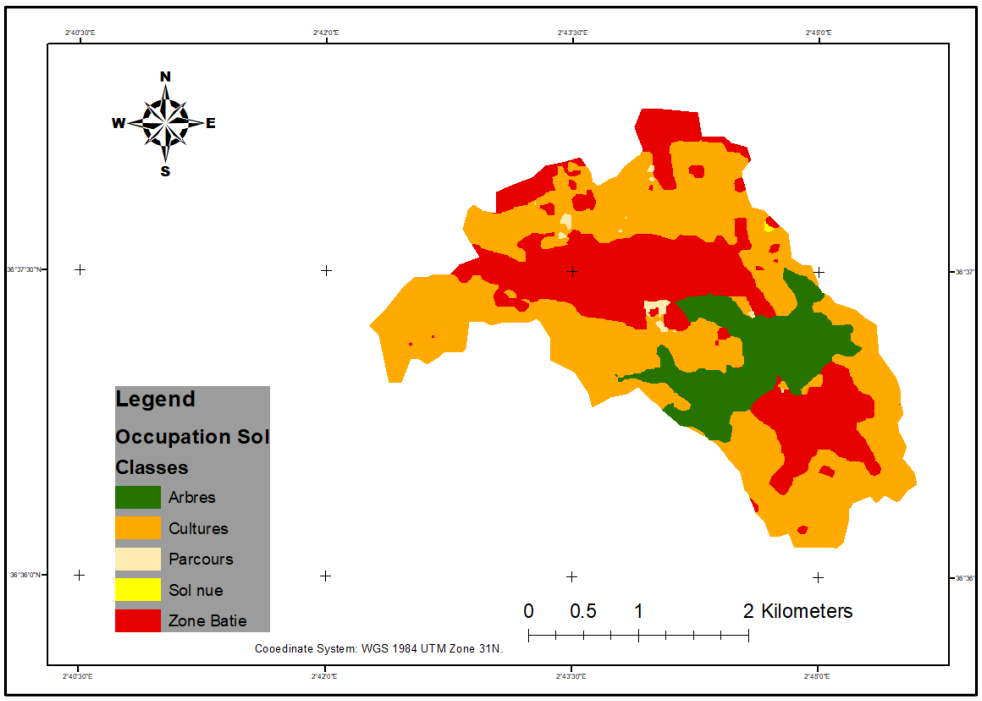


Figure II.11 : Carte d'occupation des sols

Pour évaluer avec précision la valeur pondérée du Curve Number (CN) pour le groupe hydrologique D, il est nécessaire de détailler la répartition de l'occupation du sol ainsi que les valeurs de CN associées à chaque catégorie, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.24 : Calcul du CN pondéré

Occupation	Surface (%)	CN classe D	CN pondéré (CN × Surface)
Zone urbaine	31,271	95	29,71
Terrain nu	0,055	94	0,05
Parcours	0,598	90	0,54
Terres agricoles	54,428	91	49,53
Forêt	13,674	79	10,80
Total CN pondéré			90,63

Les résultats obtenus concernant l'occupation du sol dans le bassin versant sont présentés ci-dessous :

Tableau II.25 : Résultats d'occupation des sols

Paramètre	Valeur (mm)
Capacité S	26,2
Pertes initiales Ia	5,24

Pour appliquer la méthode SCS aux sous-bassins versants, il est nécessaire de recourir à une modélisation informatique, que nous avons réalisée à l'aide du logiciel HEC-HMS dans le cadre de cette étude

➢ La modélisation hydrologique à l'aide du logiciel « Hec-Hms » :

- La modélisation hydrologique :

Un modèle hydrologique est un outil numérique utilisé pour décrire la relation entre les précipitations et le débit d'eau dans un bassin versant. Il permet également de transformer des séries temporelles représentant le climat d'un bassin en séries de débits.

On distingue plusieurs types de modélisation selon les approches utilisées :

- La modélisation à base physique repose sur les lois de la physique pour simuler les processus naturels. Elle nécessite des données précises et représentatives, ce qui permet de mieux identifier et comprendre les facteurs influents sur les écoulements.
- La modélisation conceptuelle cherche à reproduire les écoulements sans en représenter tous les détails physiques. Elle considère généralement le bassin versant comme un ensemble de réservoirs interconnectés, simplifiant ainsi la réalité. Ce type de modèle est facile à mettre en œuvre et comporte peu de paramètres.

Depuis la fin des années 1960, de nombreux modèles hydrologiques ont été développés. En général, la sélection du modèle à utiliser est influencée par l'objectif de modélisation et les données d'entrée disponibles. (Perrin et al., 2003)

- **Présentation du logiciel Hec-Hms :**

Le modèle HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System) est un outil performant et polyvalent développé par le Corps des ingénieurs de l'armée américaine. Il permet de simuler de manière détaillée les processus hydrologiques à l'échelle d'un bassin versant.

Parmi ses principales fonctionnalités, on trouve :

- L'estimation des pertes initiales liées à l'infiltration et au stockage en surface,
- La transformation des précipitations en débits, notamment grâce à des méthodes comme celle du SCS,
- La modélisation de l'écoulement concentré dans le réseau hydrographique,
- L'intégration de différents types de précipitations, qu'elles soient observées, hypothétiques ou historiques.

HEC-HMS est largement utilisé pour les études d'aménagement, la gestion des ressources en eau, l'évaluation du risque d'inondation, ainsi que pour la conception des infrastructures hydrauliques. Sa compatibilité avec d'autres outils SIG en fait une solution adaptée aussi bien aux besoins opérationnels qu'aux travaux de recherche

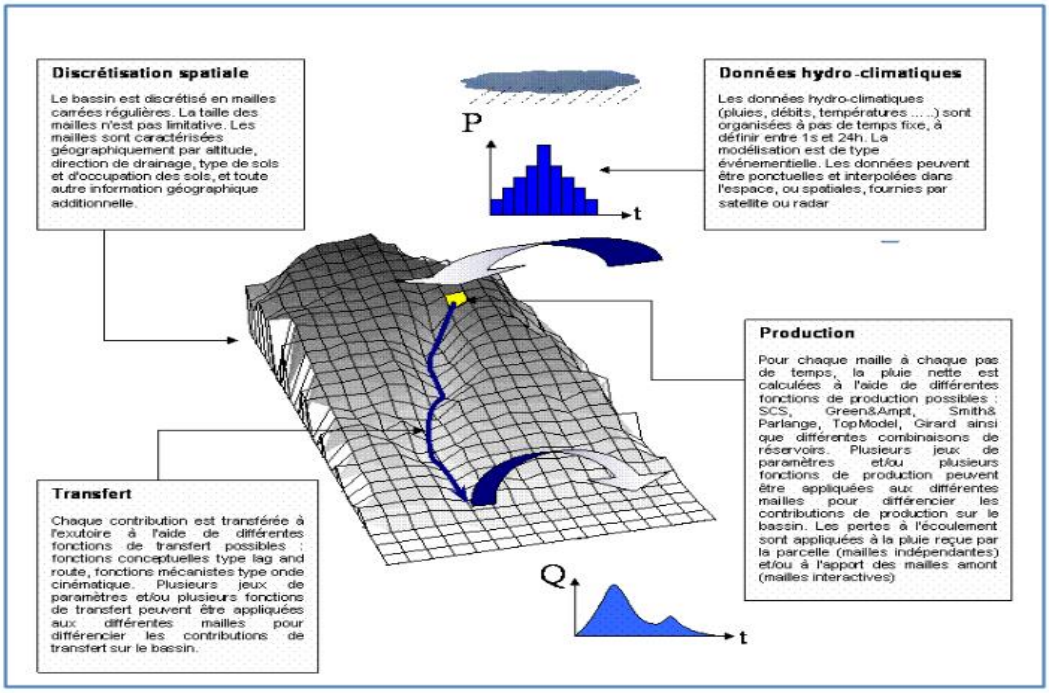


Figure II.12 : Structure de modèles (pluie – débit)

Données utilisées :

Pour alimenter le modèle HEC-HMS, plusieurs types de données ont été collectés et préparés :

- Les données topographiques ont été extraites d'un Modèle Numérique de Terrain (MNT), traité avec le logiciel QGIS. Elles ont permis de délimiter le bassin versant et de générer le réseau hydrographique.
- Les données d'occupation du sol ont servi à déterminer les valeurs du Curve Number (CN) selon la méthode SCS.
- Les caractéristiques des sols proviennent de la carte géologique de la région, qui met en évidence une prédominance de marnes sensibles à l'érosion et d'alluvions limoneuses. Cela justifie l'affectation du bassin à la classe hydrologique D.
- Les données pluviométriques de projet, correspondant à différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50 et 100 ans), ont été intégrées sous forme de pluies hypothétiques selon le modèle type SCS.
-

- **Méthodologie de modélisation :**

Le processus de modélisation a été réalisé selon les étapes suivantes :

a) Préparation du modèle du bassin :

- Le bassin versant a été importé dans HEC-HMS
- Les limites, sous-bassins, nœuds et exutoires ont été définis automatiquement ou manuellement.

b) Définition des méthodes hydrologiques :

- Les composantes suivantes ont été assignées au modèle.

Tableau II.26 : Les composantes du modèle

Composant	Méthode utilisée	Paramètres clés
Perte	SCS Curve Number	CN pondéré = 90,63 ; Ia = 5,24
Transformation	SCS Unit Hydrograph	Lag Time = 44 minutes
Baseflow	None	(Non pris en compte dans cette étude)
Routing	Lag	Si le réseau de drainage est significatif

c) Présentation des Résultats de la Simulation Hydrologique :

La modélisation avec le logiciel HEC-HMS s'effectue en plusieurs étapes :

- La création du modèle du bassin versant
- La définition du modèle météorologique
- La mise en place du modèle de contrôle (Control Specifications)
- Le lancement de la simulation

Dans cette étude, des événements de précipitation correspondant à des périodes de retour de 5, 10, 20, 50 et 100 ans ont été simulés. Le modèle utilise la méthode SCS-CN pour l'estimation des pertes initiales, ainsi que la méthode SCS pour la génération de l'hydrogramme unitaire. Les résultats obtenus permettent d'évaluer la réponse hydrologique du bassin versant face à des épisodes pluviométriques de différentes intensités.

- **Période de retour 5 ans :**

Résultats de la simulation pour la période de retour 5 ans sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.27 : Résultats de la simulation pour la période de retour 5ans

La surface drainée (Km^2)	**8,92**
Débit de point (m3/s)	**26,5**
Temps de pic	**12h38**
Volume (10^3 m3)	**195.4**

L'hydrogramme correspondant à une crue de 5 ans :

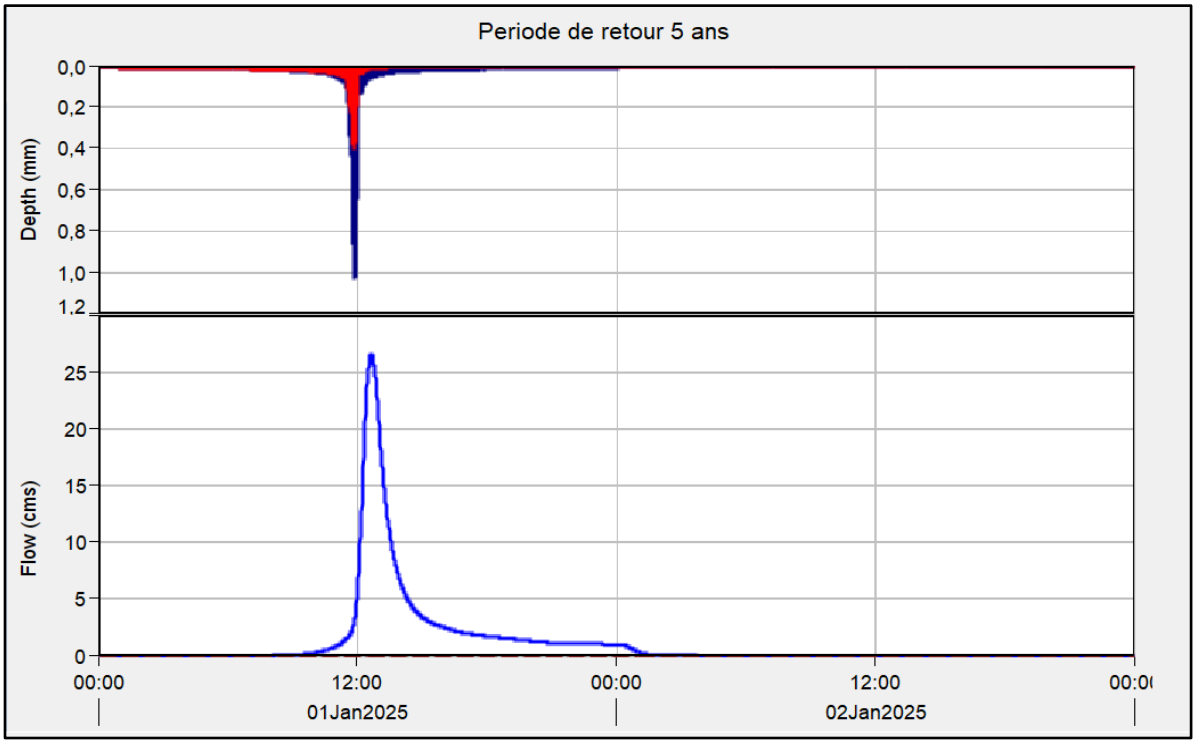


Figure II.13 : Hydrogramme de crue de 5 ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 12h38, avec un débit maximal de 26,5 m³/s

- **Période de retour 10 ans :**

Résultats de la simulation pour la période de retour 10 ans sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.28 : Résultats de la simulation pour la période de retour 10ans

La surface drainée (Km^2)	**8,92**
Débit de point (m3/s)	**33**
Temps de pic	**12h38**
Volume (10^3 m3)	**241,9**

L'hydrogramme correspondant à une crue de 10 ans :

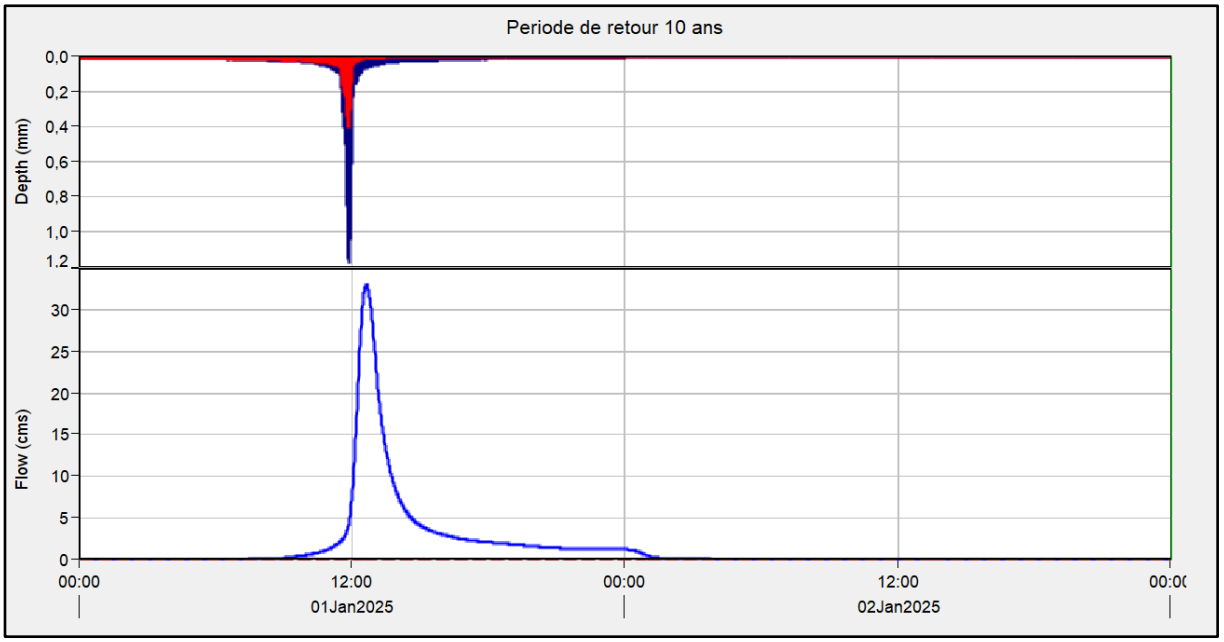


Figure II.14 : Hydrogramme de crue de 10 ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 12h38, avec un débit maximal de 33 m³/s

- **Période de retour 20 ans :**

Résultats de la simulation pour la période de retour 20 ans sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.29 : Résultats de la simulation pour la période de retour 20ans

La surface drainée (Km^2)	**8,92**
Débit de point (m3/s)	**39,2**
Temps de pic	**12h37**
Volume (10^3 m3)	**286,6**

L'hydrogramme correspondant à une crue de 20 ans :

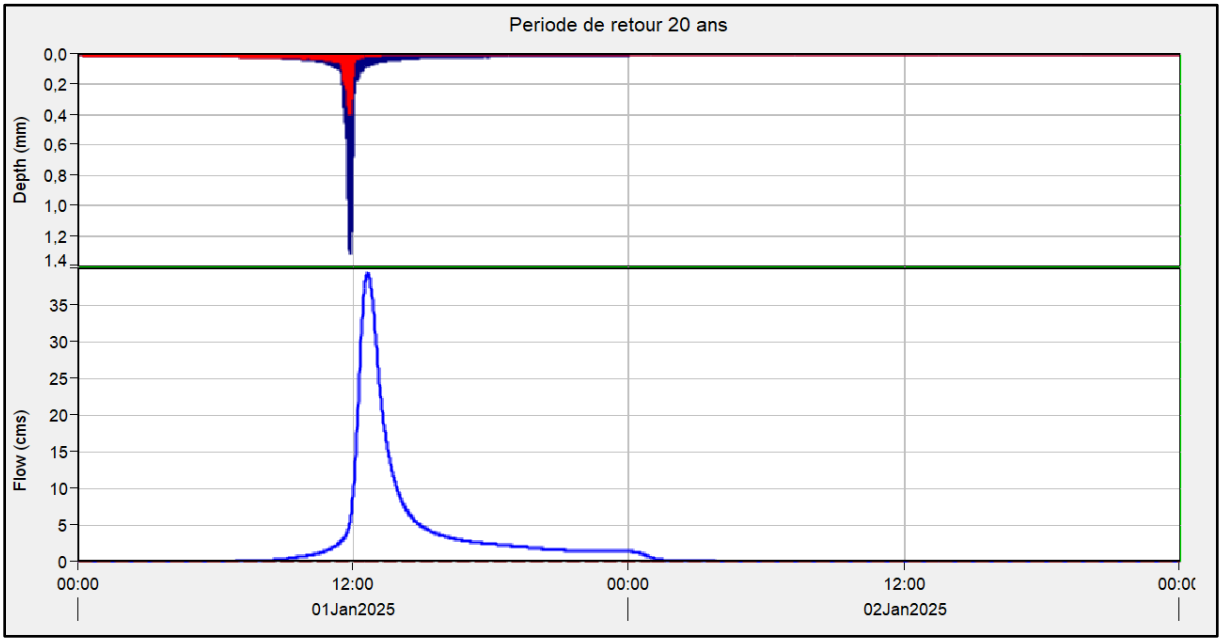


Figure II.15 : Hydrogramme de crue de 20 ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 12h37, avec un débit maximal de 39,2 m³/s

- **Période de retour 50 ans :**

Résultats de la simulation pour la période de retour 50 ans sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.30 : Résultats de la simulation pour la période de retour 50ans

La surface drainée (Km^2)	**8,92**
Débit de point (m3/s)	**47,2**
Temps de pic	**12h37**
Volume (10^3 m3)	**343,9**

L'hydrogramme correspondant à une crue de 50 ans :

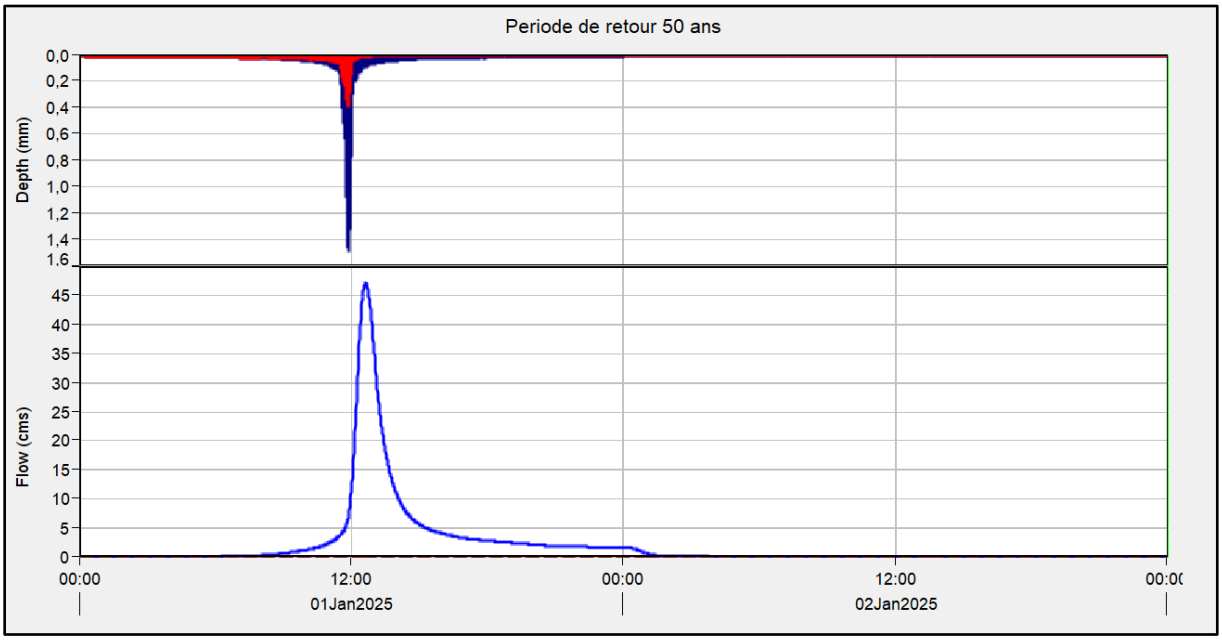


Figure II.16 : Hydrogramme de crue de 50 ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 12h37, avec un débit maximal de 47,2 m³/s

- **Période de retour 100 ans :**

Résultats de la simulation pour la période de retour 100 ans sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.31 : Résultats de la simulation pour la période de retour 100ans

La surface drainée (Km^2)	**8,92**
Débit de point (m3/s)	**53**
Temps de pic	**12h37**
Volume (10^3 m3)	**386,2**

L'hydrogramme correspondant à une crue de 100 ans :

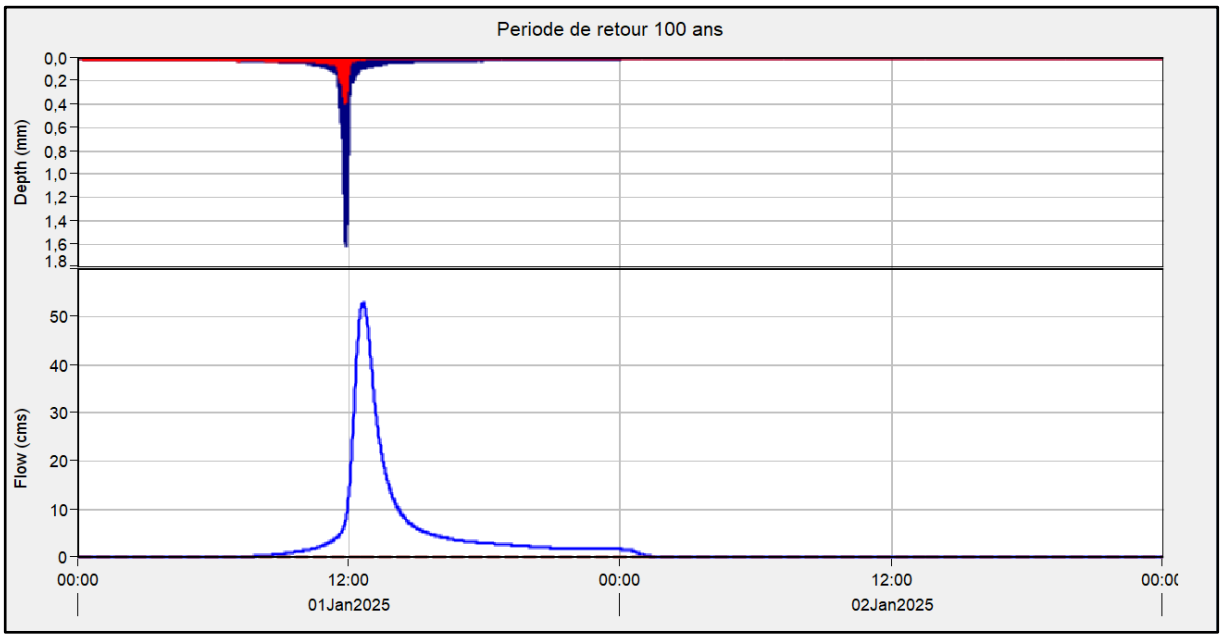


Figure II.17 : Hydrogramme de crue de 100 ans

Le pic de l'hydrogramme est atteint à 12h37, avec un débit maximal de 53 m³/s

Les débits de crues du bassin versant calculés par la méthode SCS sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.32 : Résultats des débits calculés par la méthode SCS en m^3/s

Période de retour	5	10	20	50	100
Débit de point (m^3/s)	26,5	33	39,2	47,2	53

Le tableau suivant regroupe les résultats de toutes les méthodes :

Tableau II.33 : Résultats des débits calcules par les différentes méthodes

Période de retour (ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**
Formule de Turazza (m3/s)	21,61	27,21	33,91	40,72	47,58
Formule de Giandotti (m3/s)	15,32	17,54	19,62	22,22	24,10
Formule de SOKOLOVSKY (m3/s)	11,25	15,07	18,89	23,95	27,79
La méthode SCS-CN (m3/s)	26,5	33	39,2	47,2	53

- **Analyse des résultats de crue pour les périodes de retour :**

Voici les résultats d'estimation des débits maximums pour le bassin versant étudié :

Selon les résultats obtenus, les formules empiriques de Turazza, Giandotti et Sokolovsky présentent des estimations de débits variables mais globalement cohérentes entre elles. Les formules de Turazza et de Giandotti fournissent des valeurs relativement proches pour chaque période de retour, avec une légère supériorité des débits obtenus par Turazza. En revanche, la formule de Sokolovsky génère des valeurs légèrement inférieures, bien que proches de celles de Giandotti.

La méthode SCS-CN appliquée via le modèle hydrologique HEC-HMS produit des débits significativement plus élevés que ceux estimés par les trois formules empiriques, notamment pour les longues périodes de retour. Cette différence s'explique par le fait que la méthode SCS-CN prend en compte des paramètres physiques précis, tels que l'occupation du sol, les propriétés hydrologiques des sols, le taux d'infiltration ainsi que la morphologie du bassin versant.

Par conséquent, la méthode SCS-CN, qui reflète mieux les spécificités locales du bassin étudié, a été retenue pour les analyses hydrologiques approfondies dans le cadre de cette étude

II.5 Hydrogramme de crue :

Il s'agit d'une courbe illustrant l'évolution des débits au fil du temps pendant une crue. Elle permet d'estimer plusieurs caractéristiques de la crue, telles que sa forme, son volume, le temps de montée et le temps de base. Pour tracer l'hydrogramme, nous utilisons la méthode de SOKOLOVSKY (Touaibia, 2015).

- **Phase d'ascension (montée de la crue) :**

Le débit à un instant t s'exprime par la relation :

$$Q(t) = Qmax \times (\frac{t}{Tc})^n \qquad \textbf{II- 36}$$

Où pour les petits bassins, le temps de concentration Tc est assimilé au temps de montée Tm .

Qmax : correspond au débit de pointe,

Tc : représente le temps de concentration du bassin (en heures),

n : fixé à 4, contrôle la forme de la montée.

- **Phase de décroissance (descente de la crue) :**

La décrue est modélisée par :

$$Q(t) = Qmax \times (\frac{Tb - t}{Td})^m \qquad \textbf{II- 37}$$

Avec :

Tm=Tc le temps de montée,

Td=δ×Tm le temps de décrue, où δ est un coefficient caractéristique du bassin,

Tb=Tm+Td le temps total de base,

m, égal à 3, détermine la pente de la décrue.

Le coefficient δ reflète les caractéristiques physiques du bassin versant et leur impact sur la forme de l'hydrogramme. Sa valeur dépend notamment de la taille du bassin, de la perméabilité des sols et du type de couverture végétale, comme l'illustre le tableau suivant :

Tableau II.34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ)

Type de cours d'eau et bassin	**Valeurs typiques de δ**
Petits ruisseaux et vallées peu végétalisés, sols imperméables	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau dans des bassins vallonnés ou perméables, rivières moyennes avec terrasses	3,0 – 4,0
Rivières moyennes à grandes avec vastes plaines d'inondation	4,0 – 7,0

Ainsi, δ traduit le temps de réponse du bassin versant pendant la décrue plus sa valeur est élevée, plus la diminution du débit est lente et étalée dans le temps. Les paramètres utilisés pour le calcul de l'hydrogramme de crue sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.35 : Paramètres de calcul de l'hydrogramme de crue

Paramètre	**Symbole**	**Valeur**	**Unité**	**Remarques**
Débit de pointe	Qmax	26,5-53	M^3/s	Selon la période de retour (5 à 100 ans)
Temps de concentration	Tc	1,195	Heures	Déterminé à partir des caractéristiques du bassin
Temps de montée	Tm	1,195	Heures	Tm=Tc
Coefficient de décrue	δ	3	—	Valeur moyenne pour bassin moyennement perméable
Temps de décrue	Td	3,585	Heures	Td=δ×Tm
Temps de base	Tb	4,78	Heures	Tb=Tm+Td
Exposant montée	n	4	—	Paramètre typique pour la branche de montée (forme parabolique)
Exposant décrue	m	3	—	Paramètre typique pour la branche de décrue (forme parabolique)
Pas de temps utilisé	t	0.05	Heures	Pour le calcul des valeurs Q(t)

Le tableau suivant présente les valeurs de l'hydrogramme de crue, calculées selon la méthode de Sokolovski, pour différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50 et 100 ans), avec un pas de temps de 0,05 heure.

Tableau II.36 : Débits en fonction du temps pour la zone d'étude.

Temps (h)	Période de retour				
	5ans	**10ans**	**20ans**	**50ans**	**100ans**
0	0	0	0	0	0
0,05	8,122E-05	0,0001011	0,0001201	0,0001447	0,0001624
0,1	0,0012995	0,0016182	0,0019223	0,0023146	0,002599
0,15	0,0065787	0,0081923	0,0097315	0,0117175	0,0131574
0,2	0,0207919	0,0258918	0,0307563	0,0370331	0,0415838
0,25	0,0507615	0,0632124	0,0750887	0,0904129	0,101523
0,3	0,105259	0,1310773	0,1557039	0,1874802	0,210518
0,35	0,1950053	0,2428368	0,2884607	0,3473302	0,3900106
0,4	0,3326704	0,4142689	0,4921012	0,59253	0,6653409
0,45	0,5328737	0,6635786	0,7882509	0,9491185	1,0657475
0,5	0,8121837	1,0113986	1,2014189	1,4466064	1,6243674
0,55	1,1891182	1,4807886	1,7589974	2,1179765	2,3782363
0,6	1,6841441	2,0972361	2,4912623	2,9996831	3,3682882
0,65	2,3196779	2,8886555	3,4313725	4,1316527	4,6393557
0,7	3,1200849	3,8853888	4,6153709	5,5572833	6,2401698
0,75	4,11168	5,1202053	6,0821832	7,3234451	8,22336
0,8	5,3227271	6,6283017	7,873619	9,48048	10,645454
0,85	6,7834395	8,447302	10,034371	12,082202	13,566879
0,9	8,5259796	10,617258	12,612015	15,185896	17,051959
0,95	10,584459	13,180647	15,657011	18,85232	21,168918
1	12,994939	16,182377	19,222703	23,145703	25,989878
1,05	15,79543	19,669781	23,365315	28,133747	31,59086
1,1	19,025891	23,692618	28,143959	33,887624	38,051781
1,15	22,72823	28,303079	33,620627	40,481979	45,45646
1,2	26,389276	32,862117	39,036212	47,002786	52,778552
1,25	25,298951	31,504354	37,423354	45,060773	50,597902
1,3	24,23908	30,184514	35,855544	43,173002	48,478159
1,35	23,209231	28,902061	34,332146	41,338706	46,418462
1,4	22,208974	27,656458	32,85252	39,557116	44,417948
1,45	21,237877	26,447167	31,416029	37,827463	42,475753
1,5	20,295508	25,273651	30,022034	36,14898	40,591016
1,55	19,381436	24,135374	28,669898	34,520898	38,762873
1,6	18,495231	23,031797	27,358983	32,942449	36,990461

Tableau II.37 : Débits en fonction du temps pour la zone d'étude(suite).

Temps (h)	Période de retour				
	5ans	**10ans**	**20ans**	**50ans**	**100ans**
1,65	17,63646	21,962384	26,08865	31,412864	35,272919
1,7	16,804691	20,926597	24,858261	29,931375	33,609383
1,75	15,999495	19,9239	23,667178	28,497214	31,99899
1,8	15,220439	18,953755	22,514763	27,109613	30,440879
1,85	14,467092	18,015624	21,400378	25,767802	28,934185
1,9	13,739023	17,108972	20,323385	24,471015	27,478046
1,95	13,0358	16,233261	19,283146	23,218482	26,071601
2	12,356992	15,387953	18,279023	22,009436	24,713985
2,05	11,702168	14,572511	17,310377	20,843107	23,404336
2,1	11,070896	13,786399	16,376571	19,718728	22,141792
2,15	10,462745	13,029079	15,476966	18,635531	20,92549
2,2	9,8772833	12,300013	14,610925	17,592746	19,754567
2,25	9,3140799	11,598665	13,777809	16,589606	18,62816
2,3	8,7727032	10,924498	12,97698	15,625343	17,545406
2,35	8,252722	10,276975	12,2078	14,699188	16,505444
2,4	7,7537048	9,655557	11,469631	13,810372	15,50741
2,45	7,2752204	9,0597085	10,761836	12,958128	14,550441
2,5	6,8168374	8,4888919	10,083775	12,141688	13,633675
2,55	6,3781244	7,94257	9,4348104	11,360282	12,756249
2,6	5,95865	7,4202056	8,8143049	10,613143	11,9173
2,65	5,5579829	6,9212617	8,2216199	9,8995016	11,115966
2,7	5,1756917	6,445201	7,6561175	9,2185905	10,351383
2,75	4,8113451	5,9914863	7,1171595	8,5696411	9,6226902
2,8	4,4645117	5,5595806	6,6041079	7,951885	8,9290234
2,85	4,1347601	5,1489466	6,1163244	7,3645539	8,2695203
2,9	3,8216591	4,7590472	5,6531712	6,8068796	7,6433182
2,95	3,5247771	4,3893451	5,21401	6,2780936	7,0495543
3	3,243683	4,0393033	4,7982027	5,7774278	6,4873659
3,05	2,9779452	3,7083846	4,4051114	5,3041137	5,9558904
3,1	2,7271325	3,3960518	4,0340979	4,8573832	5,454265
3,15	2,4908135	3,1017677	3,6845241	4,4364678	4,981627
3,2	2,2685568	2,8249952	3,3557519	4,0405993	4,5371136
3,25	2,0599311	2,5651972	3,0471433	3,6690093	4,1198621
3,3	1,8645049	2,3218363	2,7580601	3,3209296	3,7290099
3,35	1,6818471	2,0943756	2,4878644	2,9955918	3,3636942
3,4	1,5115261	1,8822778	2,2359179	2,6922276	3,0230522
3,45	1,3531107	1,6850057	2,0015826	2,4100688	2,7062213
3,5	1,2061694	1,5020223	1,7842204	2,148347	2,4123388

Tableau II.38 : Débits en fonction du temps pour la zone d'étude (suite et fin).

Temps (h)	Période de retour				
	5ans	**10ans**	**20ans**	**50ans**	**100ans**
3,55	1,0702709	1,3327902	1,5831932	1,9062939	2,1405419
3,6	0,9449839	1,1767724	1,397863	1,6831412	1,8899678
3,65	0,829877	1,0334317	1,2275916	1,4781205	1,659754
3,7	0,7245188	0,902231	1,071741	1,2904637	1,4490376
3,75	0,628478	0,782633	0,9296731	1,1194023	1,256956
3,8	0,5413232	0,6741006	0,8007498	0,9641681	1,0826464
3,85	0,462623	0,5760966	0,6843329	0,8239927	0,925246
3,9	0,3919462	0,4880839	0,5797845	0,6981079	0,7838923
3,95	0,3288612	0,4095253	0,4864664	0,5857453	0,6577225
4	0,2729369	0,3398836	0,4037406	0,4861366	0,5458737
4,05	0,2237417	0,2786218	0,3309689	0,3985136	0,4474834
4,1	0,1808444	0,2252025	0,2675133	0,3221078	0,3616889
4,15	0,1438136	0,1790887	0,2127356	0,2561511	0,2876273
4,2	0,112218	0,1397431	0,1659979	0,199875	0,2244359
4,25	0,0856261	0,1066287	0,126662	0,1525113	0,1712521
4,3	0,0636066	0,0792082	0,0940897	0,1132917	0,1272132
4,35	0,0457282	0,0569445	0,0676432	0,0814479	0,0914563
4,4	0,0315594	0,0393004	0,0466841	0,0562115	0,0631189
4,45	0,020669	0,0257388	0,0305746	0,0368143	0,0413381
4,5	0,0126256	0,0157225	0,0186764	0,0224879	0,0252512
4,55	0,0069978	0,0087142	0,0103515	0,012464	0,0139956
4,6	0,0033543	0,004177	0,0049618	0,0059744	0,0067085
4,65	0,0012636	0,0015735	0,0018692	0,0022506	0,0025272
4,7	0,0002945	0,0003667	0,0004356	0,0005245	0,0005889
4,75	1,553E-05	1,934E-05	2,297E-05	2,766E-05	3,106E-05
4,8	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**

L'hydrogramme de crue correspondant est le suivant :

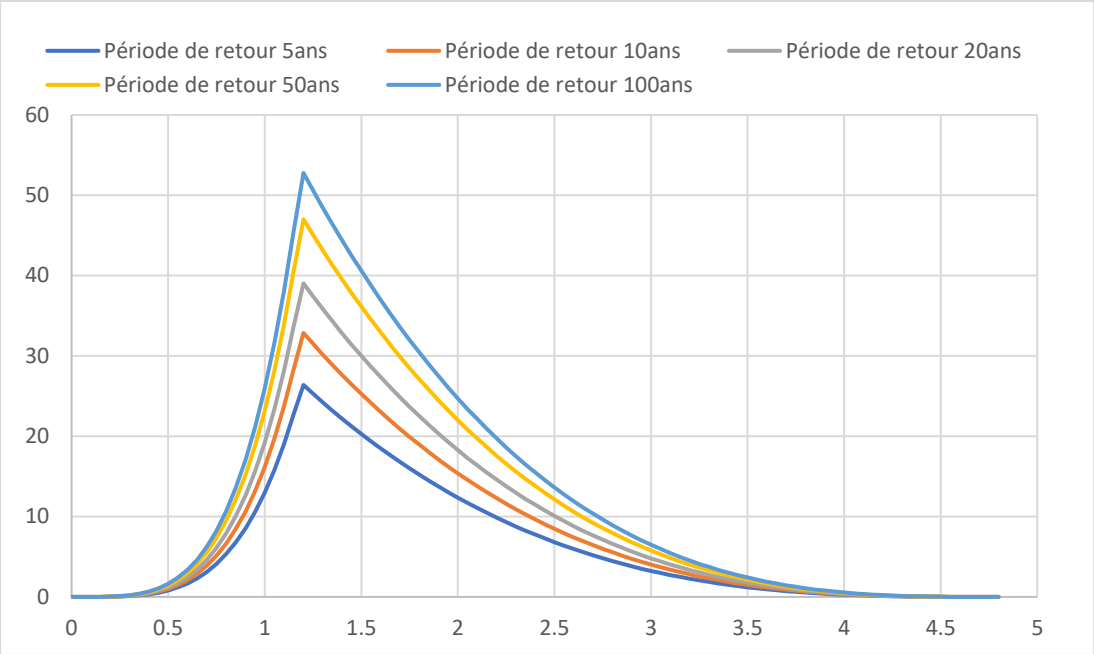


Figure II.18 : Hydrogramme de crue des différentes périodes de retour

Le débit de pointe constitue la caractéristique la plus significative de l'hydrogramme utilisée dans la conception de la majorité des aménagements hydrauliques. Dans le cas du bassin versant étudié, l'analyse de l'hydrogramme unitaire obtenu à partir des calculs précédents permet de dégager les éléments suivants :

Le débit de ruissellement par unité de surface atteindra un maximum Q_{p5}= 26,5 m^3/s, Q_{p10}= 33 m^3/s, Q_{p20}= 39,2 m^3/s, Q_{p50}= 47,2 m^3/s et Q_{p100}= 53 m^3/s, pour un temps de concentration T_c= 1,195 heures.

II.6 Sélection du débit de crue pour le projet :

La crue de projet correspond à l'événement hydrologique maximal que l'ouvrage doit être en mesure de supporter, en fonction d'une période de retour déterminée. Le choix de cette crue repose sur plusieurs critères, notamment l'importance stratégique de la structure à réaliser, les risques et impacts potentiels en aval, ainsi que les contraintes techniques, économiques et environnementales liées à l'aménagement.

Dans le cadre de cette initiative pour la gestion des inondations, une période de retour de 100 ans a été choisie. Pour un débit de 53 m^3/s.

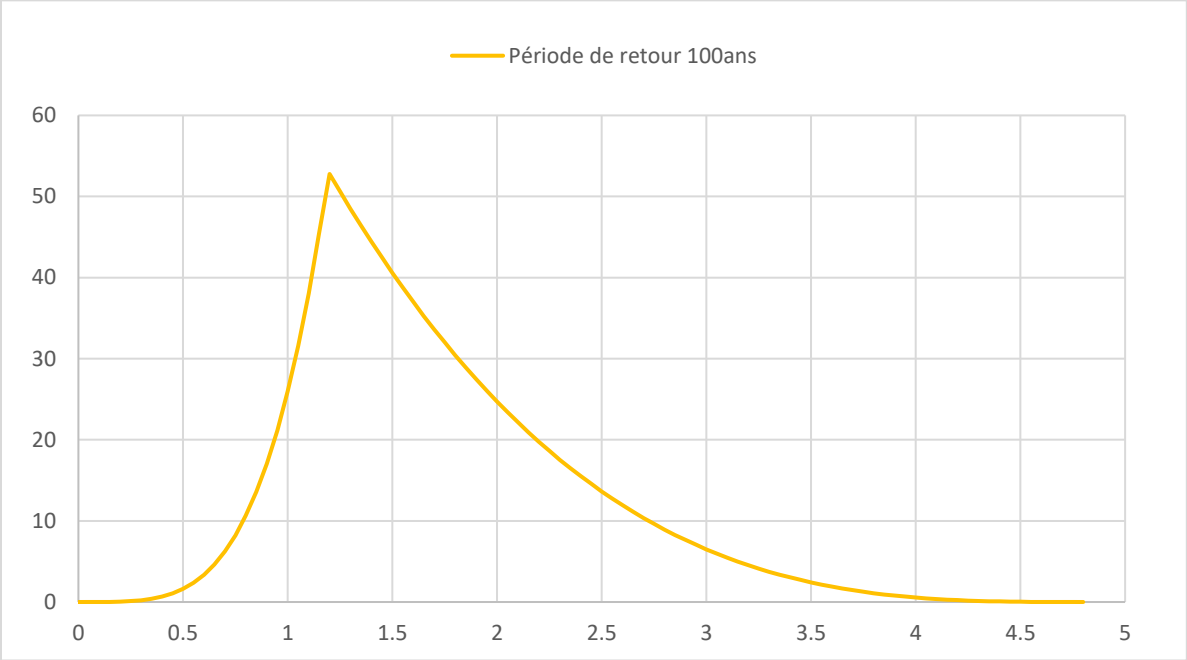


Figure II.19 : Hydrogramme de crue du projet

Conclusion :

L'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Kabani, situé dans la région de Chaiba, a permis de caractériser de manière précise les paramètres morphométriques, topographiques et hydrographiques qui conditionnent son fonctionnement hydrologique. Grâce à l'utilisation d'outils SIG et de modèles numériques de terrain, la délimitation du bassin, la modélisation du réseau hydrographique, ainsi que le calcul des principaux indices hydrologiques ont été réalisés avec rigueur et précision.

L'évaluation des débits de crue, fondée sur les données pluviométriques de la station de Koléa (021233) et ajustée à l'aide des lois de Gumbel et Log-Normale, a permis de définir des scénarios représentatifs pour différentes périodes de retour. Ces résultats sont indispensables pour dimensionner efficacement les ouvrages de protection contre les crues.

L'étude apporte ainsi des éléments scientifiques fiables, utiles pour la gestion intégrée des ressources en eau et la planification des aménagements futurs dans la région. Elle constitue également un outil d'aide à la décision pour la prévention des risques hydrologiques.

En conclusion, le débit de projet retenu pour les aménagements est de 53 m^3/s.

CHAPITRE III

Simulation des écoulements Hydrauliques des zones inondables

Introduction :

Dans ce chapitre dédié à l'étude hydraulique, nous approfondirons les principes fondamentaux de l'hydraulique en abordant les notions essentielles, les lois physiques et les équations nécessaires à la caractérisation des paramètres hydrauliques et géométriques des aménagements. Le calcul hydraulique s'appuie notamment sur le principe des valeurs extrêmes, en tenant compte des débits et des vitesses d'écoulement, afin de garantir une évacuation efficace, rapide et continue des eaux. Une attention particulière sera portée à l'analyse du tronçon de l'Oued Kabani situé à Chaiba, dans le but de modéliser un écoulement réel à surface libre. Il est important de noter que la conception des infrastructures de protection contre les crues se focalise généralement sur la hauteur d'eau, négligeant parfois des aspects cruciaux tels que les phénomènes d'érosion.

L'objectif de cette étude est d'analyser les hauteurs d'eau en fonction des débits, en vue de générer des cartes de profondeur et de délimiter les zones potentiellement inondables. Cette démarche vise à évaluer les niveaux de risque liés aux inondations, à proposer des mesures de protection appropriées et à mieux comprendre les caractéristiques des phénomènes d'inondation, notamment l'étendue des surfaces submergées, la durée de submersion ainsi que la vitesse de montée des eaux lors des crues. L'ensemble de l'analyse repose sur l'utilisation de modèles schématiques simplifiés représentant le système hydraulique réel.

I. Les Caractéristiques des canaux :

I.1 Les paramètres hydrauliques :

Débit (Q) : Le débit représente la quantité d'eau s'écoulant à travers un canal ou une section donnée pendant une période de temps déterminée. Il constitue un paramètre fondamental dans l'analyse des systèmes hydrauliques, car il permet d'estimer le volume d'eau en circulation. Le débit est généralement exprimé en mètres cubes par seconde (m^3/s) ou en litres par seconde (l/s), selon l'échelle du phénomène étudié.

Vitesse d'écoulement (V) : La vitesse d'écoulement correspond à la rapidité avec laquelle l'eau se déplace au sein d'un conduit ou à la surface d'un écoulement. Elle dépend de plusieurs facteurs, notamment la pente du terrain, la rugosité des parois et les caractéristiques physiques du fluide. Exprimée en mètres par seconde (m/s), la vitesse constitue un paramètre essentiel pour l'analyse du comportement hydraulique, car elle influence directement le transport des sédiments, la dispersion des polluants ainsi que la gestion des débits en période de crue ou de sécheresse.

Pente hydraulique (i) : La pente hydraulique correspond à l'inclinaison du lit sur lequel l'eau s'écoule, jouant un rôle déterminant dans la dynamique de l'écoulement. Elle influence directement la vitesse de l'eau et l'énergie disponible pour le transport des sédiments ou des polluants. Ce paramètre est fondamental pour l'analyse du comportement et de la performance d'un système hydraulique. Il est généralement exprimé en pourcentage (%) ou sous forme de rapport sans unité.

La pente est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta Z}{L} \qquad \textbf{III- 1}$$

Avec :

ΔZ : la différence de niveau entre les altitudes Z_1-Z_2.

L : la longueur.

Coefficient de Manning (n) : Le coefficient de Manning (n) est un paramètre utilisé pour caractériser la résistance à l'écoulement de l'eau dans un canal ou un cours d'eau. Il prend en compte la rugosité, la forme et les propriétés de la surface du conduit. Plus ce coefficient est élevé, plus la résistance à l'écoulement est importante, ce qui entraîne une diminution de la vitesse de l'eau. À l'inverse, une valeur faible correspond à une surface lisse, favorisant un écoulement plus rapide. Ce coefficient est influencé par des éléments tels que la texture, la forme géométrique, les matériaux constitutifs et la végétation présente sur les berges ou dans le lit du cours d'eau.

Tableau III.1 : La valeur de la rugosité (n) (Chen et Cotton, 1986).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	La valeur de la rugosité (n)
Canal revêtu de béton	0.015
Canal en terre	0.022
Canal en enrochement	0.025
Canal en Gabion	0.030

La pression : La pression désigne la force exercée par l'eau sur une surface donnée, perpendiculairement à celle-ci. Elle est généralement exprimée en Pascal (Pa) ou en bar. Dans le cas d'un écoulement à surface libre, la pression en surface est proche de la pression atmosphérique, soit environ 1 bar. En profondeur, la pression augmente proportionnellement à la hauteur de la colonne d'eau au-dessus du point considéré.

Poids volumique (ɣw) : Le poids volumique correspond au poids de l'eau par unité de volume. Il s'exprime en newtons par mètre cube (N/m³). À température ambiante (environ 20 °C) et sous pression atmosphérique normale, sa valeur moyenne est d'environ 9,81 kN/m³. Ce paramètre est essentiel pour relier la pression hydrostatique à la hauteur d'eau

Son équation est la suivante :

$$\gamma w = g.\ \rho w \qquad \textbf{II- 26}$$

Avec :

ρw : La densité d'eau 1000kg/m3.

g : représente l'accélération due à la gravité, dont la valeur est de 9,81 m/s².

I.2 Les paramètres géométriques :

Hauteur normale (H_n) : Profondeur de l'eau dans un canal en régime uniforme et permanent. Elle dépend du débit, de la rugosité et de la pente du canal.

Largeur au miroir (B) : C'est la distance horizontale mesurée à la surface libre de l'eau, entre les deux rives du canal. À ce niveau, la pression est égale à la pression atmosphérique.

Périmètre mouillé (P) : Longueur de la partie de la section transversale d'un canal qui est en contact direct avec l'eau.

Surface mouillée (S) : Surface transversale occupée par l'eau dans un canal. Elle est exprimée en m² et joue un rôle clé dans les calculs d'écoulement, influençant le débit et la vitesse.

Rayon Hydraulique (Rh) : Le rayon hydraulique est un paramètre fondamental en hydraulique, utilisé pour évaluer l'efficacité de l'écoulement dans un conduit ou un cours d'eau. Il joue un rôle clé dans le calcul de la vitesse d'écoulement et de la perte de charge due au frottement. Un rayon hydraulique plus élevé traduit une section transversale plus favorable au transport de l'eau, c'est-à-dire offrant moins de résistance.

Il est défini comme le rapport entre la surface mouillée (S) et le périmètre mouillé (P) :

$$R_h = \frac{S}{P} \qquad \textbf{I- 3}$$

Avec :

S : surface mouillée (m^2).

P : périmètre mouillé (m).

Largeur au fond (b) : Il s'agit de la distance horizontale mesurée entre les deux parois ou bords inférieurs d'un canal ou d'un lit de rivière. Elle correspond à la base de la section transversale, généralement utilisée dans les calculs géométriques du profil hydraulique.

Pente longitudinale (i) : La pente longitudinale représente l'inclinaison du fond d'un canal ou d'un cours d'eau dans le sens de l'écoulement. Elle est définie comme le rapport entre la différence d'altitude et la distance horizontale parcourue, soit :

$$i = \frac{\Delta h}{L} \qquad \textbf{I- 4}$$

Lit mineur : Le lit mineur désigne la partie du lit d'un cours d'eau qui est continuellement ou généralement occupée par l'eau, en période d'écoulement normal ou faible. Il est limité par les berges principales et est en contact avec le fond du cours d'eau.

Lit majeur : Le lit majeur correspond à la zone inondable pour des crues importantes. On le délimite en se basant sur les plus hautes eaux observées lors des crues historiques et il inclut généralement les plaines inondables attenantes. Il constitue un espace essentiel pour le stockage naturel des crues.

Lit intermédiaire : Le lit intermédiaire fait référence à la zone qui se trouve entre le lit mineur et le lit majeur. Cette zone peut être temporairement inondée lors de crues modérées. En dehors de ces périodes, elle reste généralement sèche ou légèrement humide, et peut parfois être utilisée à des fins agricoles ou naturelles.

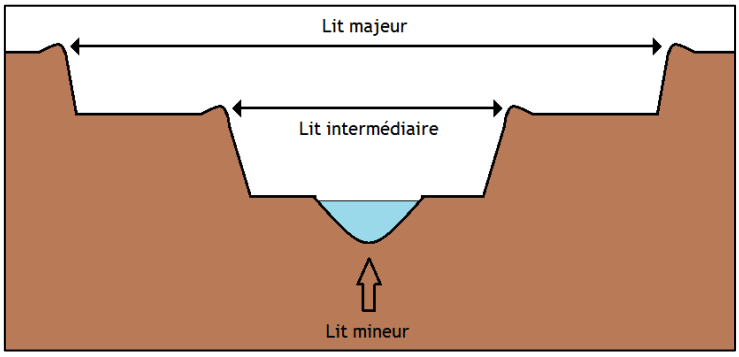


Figure III.1 : Lit mineur, Lit intermédiaire et Lit majeur.

II. Cours d'eau :

Dans les oueds et les rivières, l'eau s'écoule à la surface le plus ouvert à ciel ouvert. Cet écoulement va dépendre de plusieurs facteurs de la pente du terrain de la forme du lit ou encore de la rugosité du fond en fonction de leur aménagement, on distingue deux grands types de cours d'eau :

- **Les canaux naturels :** Les canaux naturels désignent des cours d'eau qui se forment spontanément à la surface ou en profondeur de la terre. Ils comprennent notamment les ruisseaux, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Leur morphologie et leur dynamique hydraulique présentent une grande diversité, souvent caractérisée par des irrégularités. Ces variations sont liées aux processus naturels d'érosion, de dépôt et d'écoulement, qui modèlent en permanence leur structure et leur comportement**.**
- **Les canaux artificiels** : Les canaux artificiels sont des cours d'eau créés par l'action de l'homme. Ils incluent des canaux à ciel ouvert, construits en surface pour divers usages tels que la navigation, l'irrigation, le drainage ou l'alimentation en eau. Ils englobent également des canaux couverts, comme les aqueducs, les tunnels hydrauliques, les drains et les égouts, dans lesquels l'écoulement ne remplit pas nécessairement toute la section. Contrairement aux canaux naturels, leurs caractéristiques hydrauliques sont généralement régulières, ce qui facilite l'application des lois de l'hydraulique dans leur conception et leur exploitation.

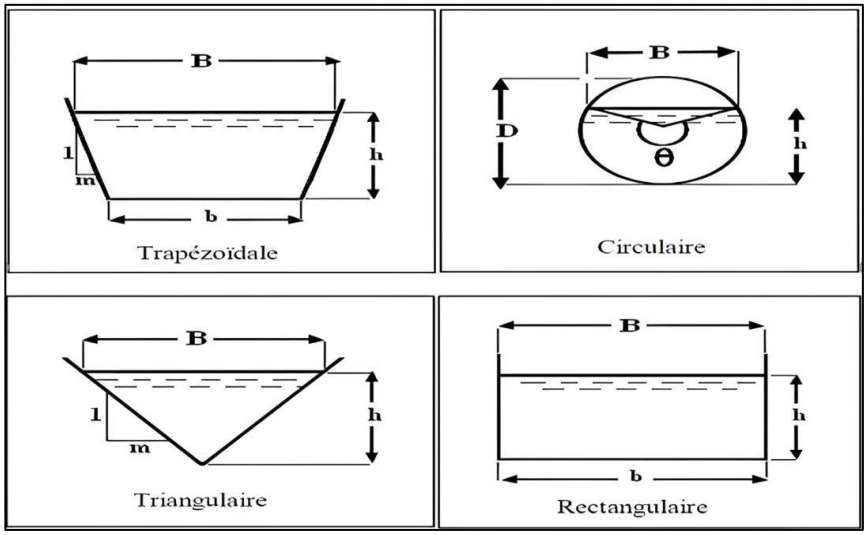


Figure III.2 : Types des Canaux Artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb,2016).

III. Types découlements :

III.1 Variabilité dans le temps :

On peut définir les écoulements suivants la variabilité de caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps

- **Ecoulement permanent (stationnaire) :**

Un écoulement est dit permanent lorsque les vitesses moyennes (V) et locales (U), ainsi que la profondeur de l'eau (h), restent constantes au fil du temps et en tout point de l'espace, dans toutes les directions. Ainsi, le débit reste inchangé entre les différentes sections du canal, sans apport latéral.

- **Ecoulement non permanent (non stationnaire) :**

Un écoulement est dit non permanent lorsque la profondeur de l'eau ainsi que des paramètres tels que la vitesse moyenne et la vitesse locale varient au cours du temps. Dans ce cas, le débit n'est plus constant, mais évolue de manière fluctuante en fonction du temps.

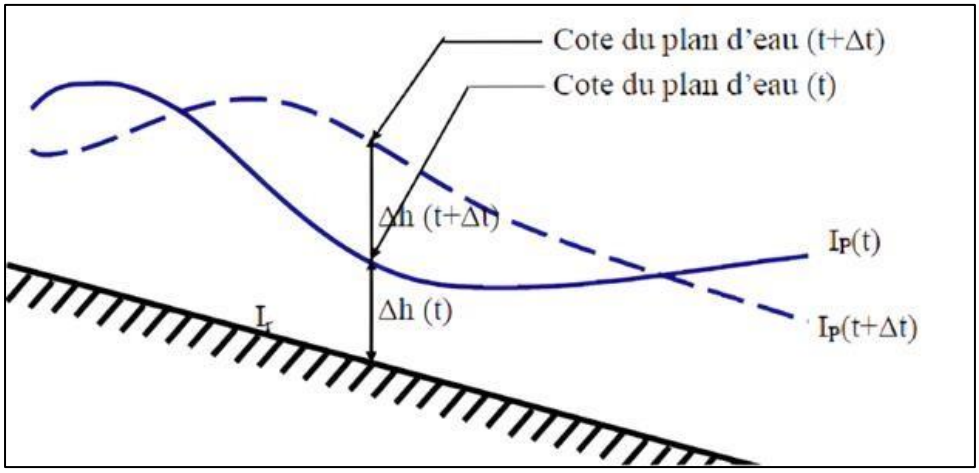


Figure III.3 : L'Ecoulement non permanent (M. HASSANE, 2009/2010).

III.2 Variabilité dans l'espace :

- **L'écoulement uniforme :**

Un écoulement est dit uniforme lorsque ses caractéristiques, telles que la profondeur et la vitesse, restent constantes tout au long du canal. Dans ce cas, la pente du fond du canal est parallèle à la surface libre de l'eau.

- **L'écoulement non uniforme :**

Un écoulement non-uniforme peut être graduellement varié accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement, ou bien peut être rapidement varié ou les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement. (Chow, 1959).

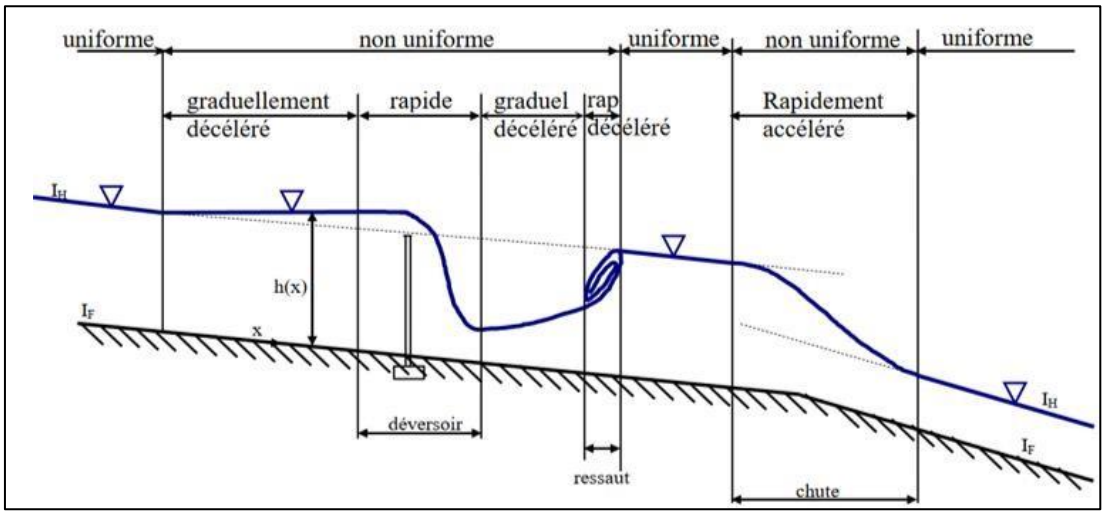


Figure III.4 : Les divers types d'écoulements (M. HASSANE, 2009/2010).

IV. Régimes d'écoulements :

Le régime d'écoulement d'un fluide peut être classifié en fonction du nombre de Froude, qui représente un indicateur clé dans la dynamique des fluides, mesurant l'influence relative des forces d'inertie par rapport aux forces gravitationnelles (Lancastre, 1996).

Le nombre de Froude est un nombre adimensionnel qui exprime le rapport entre les forces d'inertie et les forces de gravité dans un écoulement à surface libre. Il permet de caractériser le type de régime d'écoulement (subcritique, critique ou supercritique), en fonction de la vitesse du fluide et de la profondeur hydraulique (Chow, 1959).

Un nombre de Froude inférieur à 1 indique un écoulement subcritique, où les forces gravitationnelles dominent et contrôlent le mouvement du fluide. En revanche, un nombre de Froude supérieur à 1 caractérise un écoulement supercritique, où les forces d'inertie prennent le dessus. Ces distinctions sont essentielles pour l'analyse des écoulements en canaux ouverts et en rivières, et jouent un rôle crucial dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques (Chanson, 2004 ; Leopold & Maddock, 1953).

Le nombre de Froude est donne par l'équation suivante :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}} \qquad \textbf{III- 5}$$

Avec :

V : La vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

H : profondeur Hydraulique (m).

g : l'accélération due à la gravité, dont la valeur est de 9,81 m/s².

Il permet de classer les écoulements comme suit :

- $F_r < 1$ Ecoulement Fluvial.
- $F_r = 1$ Ecoulement Critique.
- $F_r > 1$ Ecoulement Torrentiel.

La classification des régimes fluvial, torrentiel ou critique s'applique spécifiquement à un écoulement uniforme. On distingue ainsi :

- Lorsque $H_n < H_c$: écoulement uniforme de type torrentiel.
- Lorsque $H_n > H_c$: écoulement uniforme de type fluvial.

Le nombre de Reynolds permet de classer les types d'écoulements comme suit :

- Re < 500 : écoulement laminaire.
- Re > 2000 : écoulement turbulent.
- 500 < Re < 2000 : écoulement en transition.

La combinaison des nombres de Reynolds et de Froude permet d'établir les différentes classifications des régimes d'écoulement suivantes :

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

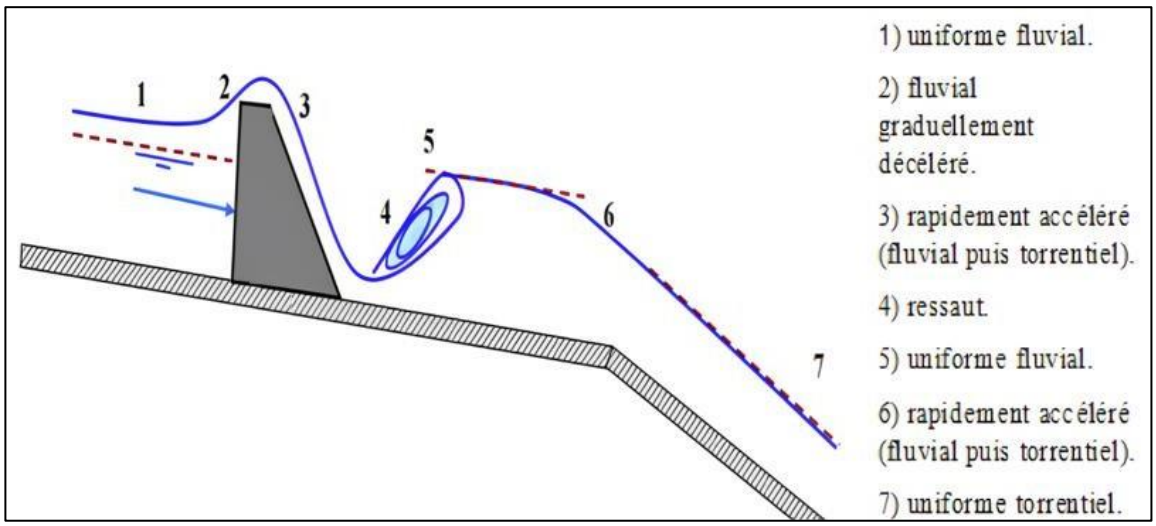


Figure III.5 : Les différents types de régimes d'écoulement (M. HASSANE, 2009/2010).

V. Dimensionnement des canaux :

Pour un écoulement à surface libre lentement varié on peut admettre que le régime est uniforme (Chow, 1959)

Pour un écoulement turbulent les formules les plus usuelles sont :

- **Formule de Chézy :**

Elle se présente sous la forme :

$$Q = CS\sqrt{R_h \times I} \qquad \textbf{III- 6}$$

Avec :

- C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)
- S : Section mouillée (m^2)
- R_h : Rayon hydraulique, $R_h = S/P$ (m)
- I : Pente de fond du canal (mm/mm)

- **Formule de Manning – Strickler :**

Elle se présente sous la forme :

$$Q = K \times S \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \qquad \textbf{III- 7}$$

Avec :

- K =1/n : coefficient de rugosité de Strickler, dépend de la nature du matériau du canal
- N : Coefficient de rugosité de Manning.

Le tableau suivant donne les formules des éléments géométriques pour les différents types de section des canaux en utilisant la formule de Manning – Strickler :

	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b+2\times mh$	$2\times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2})\cdot D$ ou $2\sqrt{h\cdot(D-h)}$	$\frac{3S}{2h}$
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	$b+2h$	$b+2\cdot h\cdot\sqrt{1+m^2}$	$2h\cdot\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta\cdot D$	$B+\frac{8h^2}{3B}$
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	$\frac{(b+mh)h}{b+2\times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta-\sin\theta}{\sin\frac{\theta}{2}}\right]\frac{D}{8}$	$\frac{2}{3}h$

Figure III.6 : Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques. (Graf et al., 2000)

VI. Diagnostique et simulation du cours d'eau non aménagé :

VI.1 Choix du type de modèle hydraulique :

Pour la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau, le logiciel HEC-RAS (version 6.4.1) a été choisis à cause de ses nombreux avantages, notamment :

- **Gratuit et accessible** : Logiciel librement téléchargeable.
- **Modélisation 1D/2D** : Simulation des écoulements dans les lits mineurs et majeurs.
- **Études d'inondation** : Identification précise des zones à risque.
- **Simulation complète des régimes** : Subcritique, critique et supercritique.
- **Calcul rapide et stable** : Moteur optimisé même pour les grands bassins.

VI.2 Présentation du logiciel de simulation HEC-RAS :

HEC-RAS est un logiciel gratuit développé par le US Army Corps of Engineers pour simuler les écoulements à surface libre dans les rivières et canaux. Il permet la modélisation en 1D et 2D, l'analyse des inondations, et l'évaluation de l'impact des ouvrages hydrauliques. La version 6.4.1 intègre la simulation pluie-débit en 2D, une compatibilité SIG et des outils cartographiques pour visualiser les zones à risque. C'est un outil largement utilisé dans les études hydrauliques et la gestion des crues. (HEC-RAS software page).

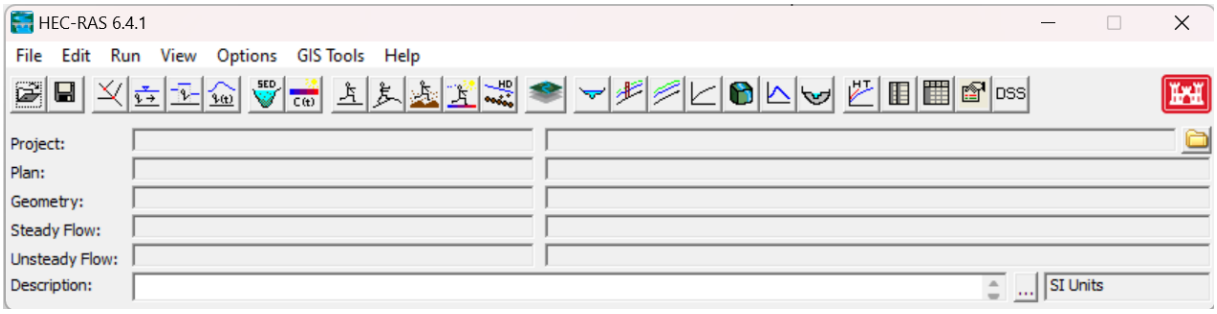


Figure III.7 : Interface du logiciel HEC-RAS (version 6.4.1)

VI.3 Objectif du logiciel HEC-RAS :

Le principal objectif de ce programme est de réaliser le calcul hydraulique unidimensionnel dans les réseaux de canaux, qu'ils soient naturels ou artificiels. Il permet d'estimer la hauteur de la surface libre de l'eau à différentes sections, à partir d'un ensemble de données. Des hydrogrammes de crue peuvent être intégrés pour simuler l'écoulement en régime permanent ou non permanent.

HEC-RAS repose sur le modèle unidimensionnel de Saint-Venant, utilisé pour déterminer la ligne d'eau à travers différentes configurations. Il résout l'équation de l'énergie unidimensionnelle, en tenant compte des pertes de charge à l'aide de la formule de frottement de Manning-Strickler, ainsi que des pertes liées aux contractions ou expansions de l'écoulement.

Dans les zones de transition rapide, comme les ressauts hydrauliques, les passages de ponts ou les confluences, l'équation de l'énergie est remplacée par celle de la quantité de mouvement, plus adaptée à ces conditions. (Cheloufi & Foual, 2018).

VI.4 Fonctionnement du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS permet de gérer et de combiner les différents types de données :

- La géométrie du canal.
- Les débit et conditions aux limites.
- Les conditions de calcul.
- Les résultats (Idrici,2017).

VI.5 Application d'HEC-RAS sur Oued Kabani :

VI.5.1 Données nécessaires pour l'application du modèle HEC-RAS :

Pour utiliser le modèle HEC-RAS, il est crucial de disposer des données spécifiques suivantes pour la zone d'étude :

- Une série de mesures distance-altitude pour chaque section transversale.
- La distance entre les sections successives, y compris les rives et l'axe du canal.
- Les coefficients de contraction et d'expansion.
- Les informations sur l'écoulement et les conditions aux limites (Jabbour, 2006).

VI.5.2 Les données géométriques :

Les données géométriques nécessaires comprennent la création d'une connexion entre les différentes informations sur le système fluvial, comme le schéma du réseau fluvial. Cela inclut les données sur les sections transversales ainsi que sur les ouvrages hydrauliques existants ou projetés, tels que les ponts, les levées, les structures latérales et les déversoirs (Idrici, 2017).

- **Construction du TIN « Terrain Irregular Network » :**

Le logiciel ArcGIS est utilisé pour générer un modèle numérique de terrain (MNT) à partir d'un échantillonnage irrégulier semi-dirigé. Ce modèle est représenté sous forme de réseau triangulaire irrégulier, appelé Triangular Irregular Network (TIN). À l'aide de ce TIN, il est possible de visualiser l'écoulement des cours d'eau dans RAS Mapper et de

produire des cartes détaillées représentant la profondeur de l'eau, la vitesse du courant ainsi que d'autres paramètres hydrauliques essentiels.

La figure suivante illustre l'établissement du TIN pour l'oued Kabani :

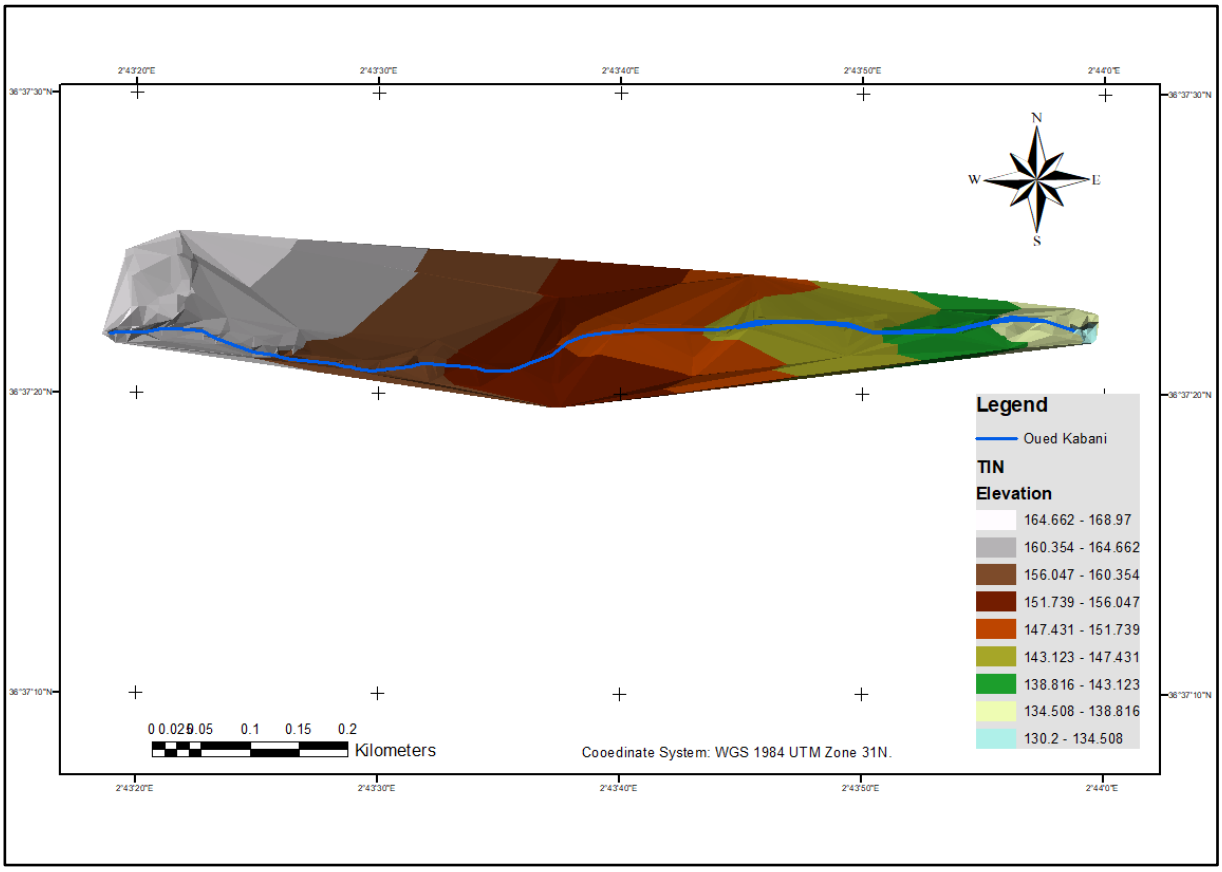


Figure III.8 : TIN (réseau irrégulier triangulé) de la zone d'étude

Une fois le TIN généré, il est exporté avec un fichier de projection ESRI (.prj) contenant les informations sur le système de coordonnées spécifique à notre zone d'étude, téléchargé depuis le site « Spatial Reference ». Ce TIN est ensuite importé dans le logiciel HEC-RAS afin que RAS Mapper puisse l'utiliser pour la simulation hydraulique.

L'importation du TIN en image vers RAS MAPPER est montrée dans les figures ci-dessous :

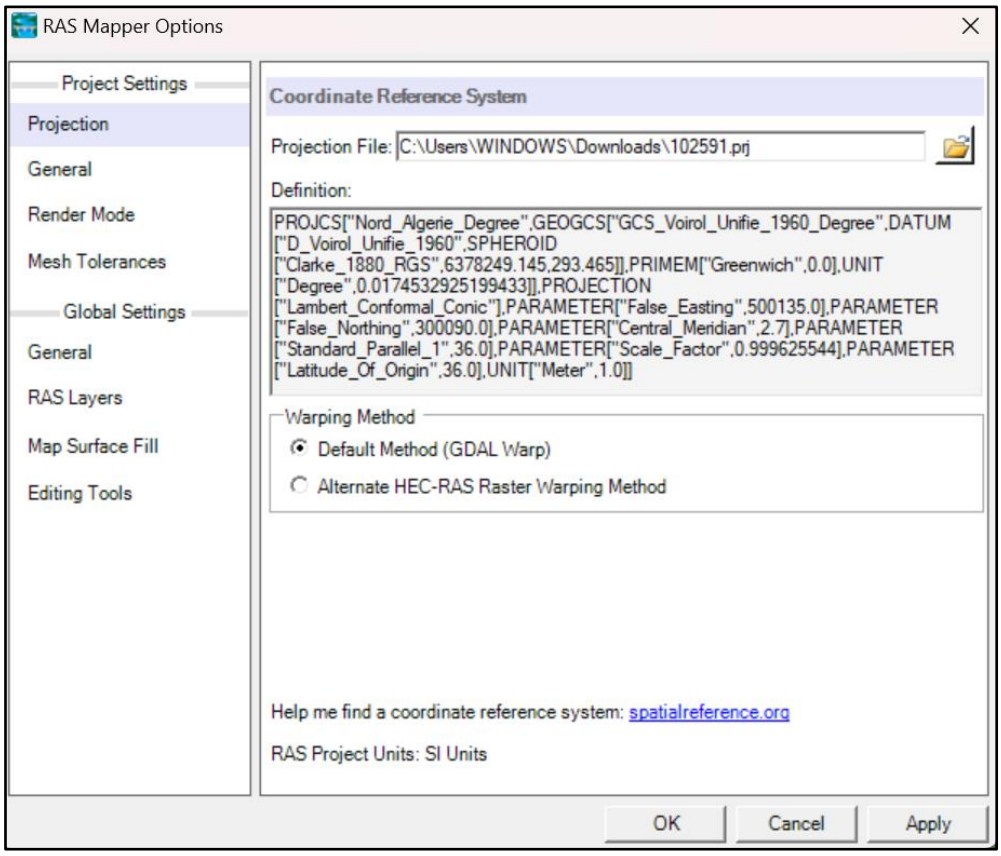


Figure III.9 : Insertion du fichier de projection

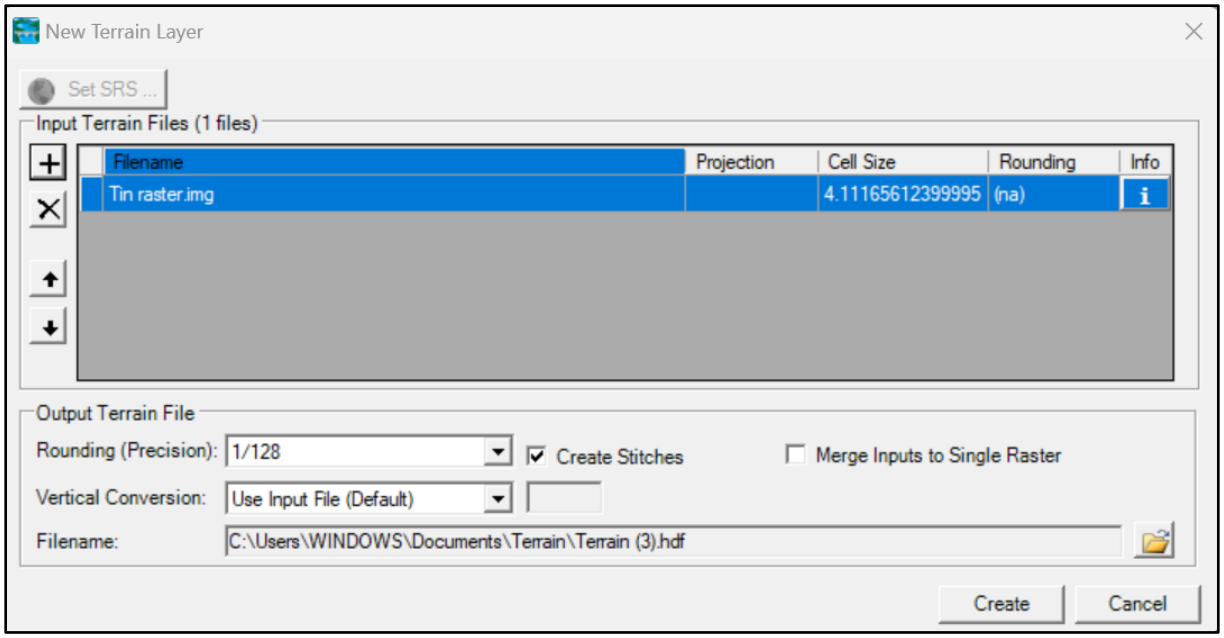


Figure III.10 : Insertion des données de terrain

Après l'importation réussie des données dans HEC-RAS, nous procédons au tracé de l'axe de la rivière, du lit mineur, du lit majeur ainsi que des sections transversales. Toutefois, les profils générés initialement ne présentent pas les profondeurs attendues. Il est donc nécessaire de modifier leur géométrie afin d'obtenir des sections transversales bien définies, permettant une représentation fidèle de la rivière et de son lit.

Les sections transversales générées à partir du RAS Mapper sont illustrées dans la figure suivante :

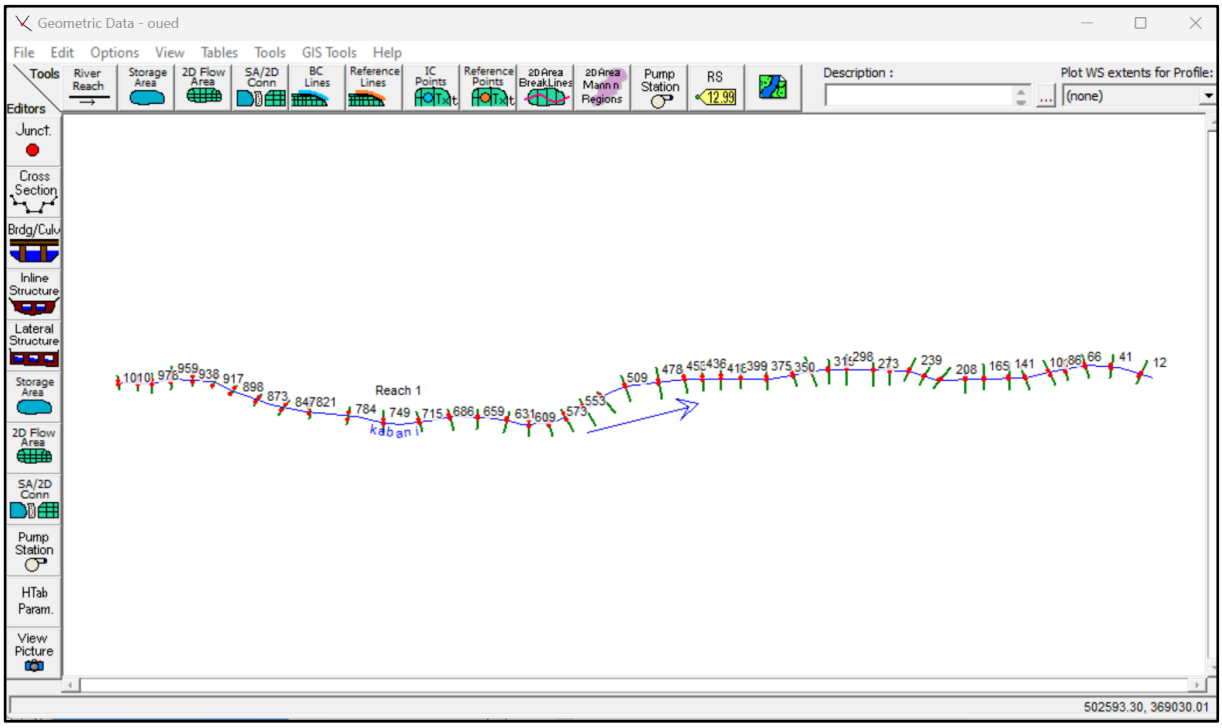
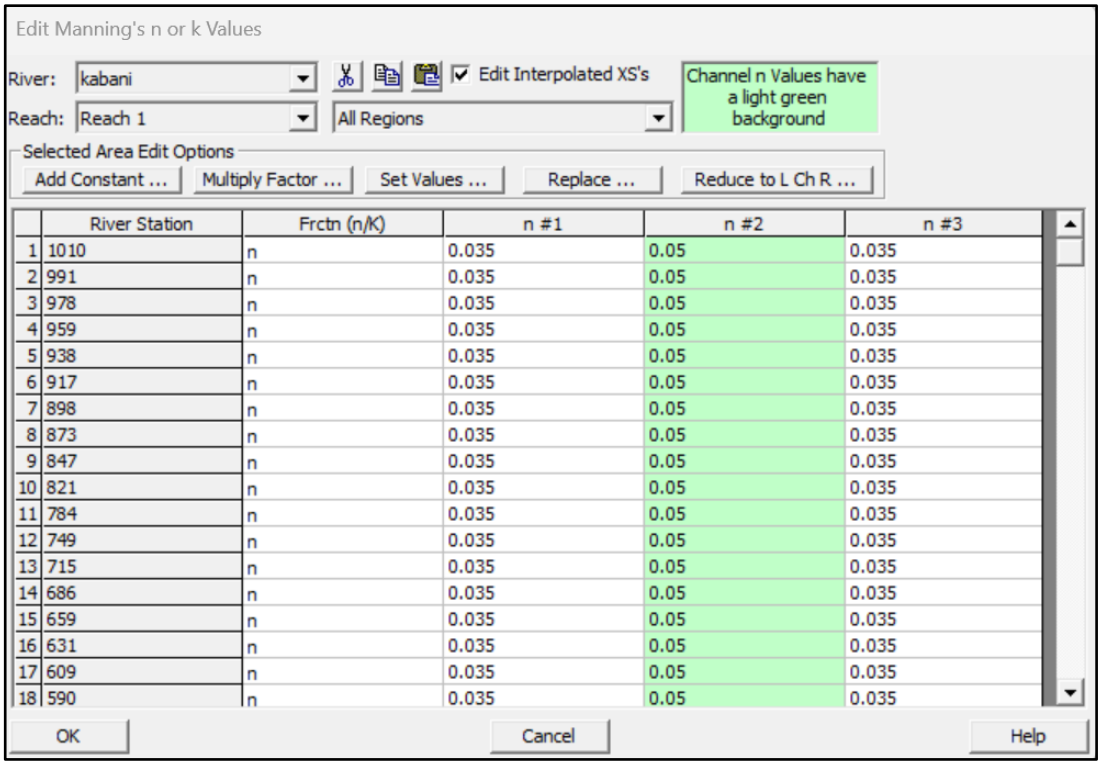


Figure III.11 : Définition du tracé d'Oued Kabani et ses sections transversales.

Le tableau suivant montre les valeurs du coefficient de Manning dans l'Oued Kabani :



	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	1010	n	0.035	0.05	0.035
2	991	n	0.035	0.05	0.035
3	978	n	0.035	0.05	0.035
4	959	n	0.035	0.05	0.035
5	938	n	0.035	0.05	0.035
6	917	n	0.035	0.05	0.035
7	898	n	0.035	0.05	0.035
8	873	n	0.035	0.05	0.035
9	847	n	0.035	0.05	0.035
10	821	n	0.035	0.05	0.035
11	784	n	0.035	0.05	0.035
12	749	n	0.035	0.05	0.035
13	715	n	0.035	0.05	0.035
14	686	n	0.035	0.05	0.035
15	659	n	0.035	0.05	0.035
16	631	n	0.035	0.05	0.035
17	609	n	0.035	0.05	0.035
18	590	n	0.035	0.05	0.035

Figure III.12 : Insertion des valeurs de Manning.

- **Conditions aux limites (Boundary conditions) :**

Une fois que les données géométriques des sections de la rivière sont enregistrées dans HEC-RAS, l'étape suivante consiste à définir les débits d'entrée et les conditions aux limites, qui sont nécessaires pour calculer le niveau de l'eau dans chaque section.

Les conditions limites sont très importantes en modélisation hydraulique. Pour simuler un écoulement permanent, on doit fixer des conditions à l'amont, à l'aval, ou aux deux extrémités du tronçon de rivière. Ces conditions permettent au logiciel de commencer ses calculs.

Dans notre cas, l'écoulement est en régime mixte. Nous avons donc ajouté des conditions à la fois à l'amont et à l'aval. Nous avons choisi la condition de "profondeur normale", ce qui veut dire qu'on doit indiquer une pente d'énergie. HEC-RAS utilise cette pente avec la formule de Manning pour estimer la profondeur de l'eau. Pour cela, nous avons mesuré la pente du lit de la rivière en aval du tronçon étudié.

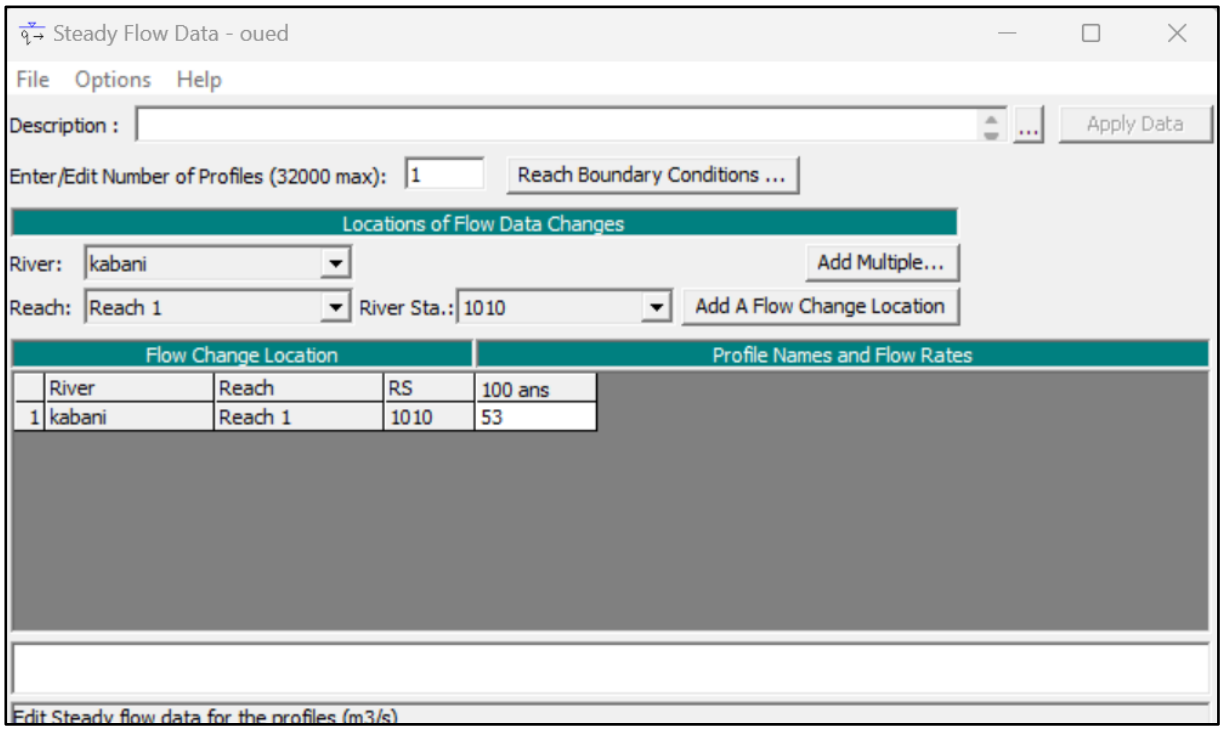


Figure III.13 : Introduction des données hydrauliques de l'Oued Kabani

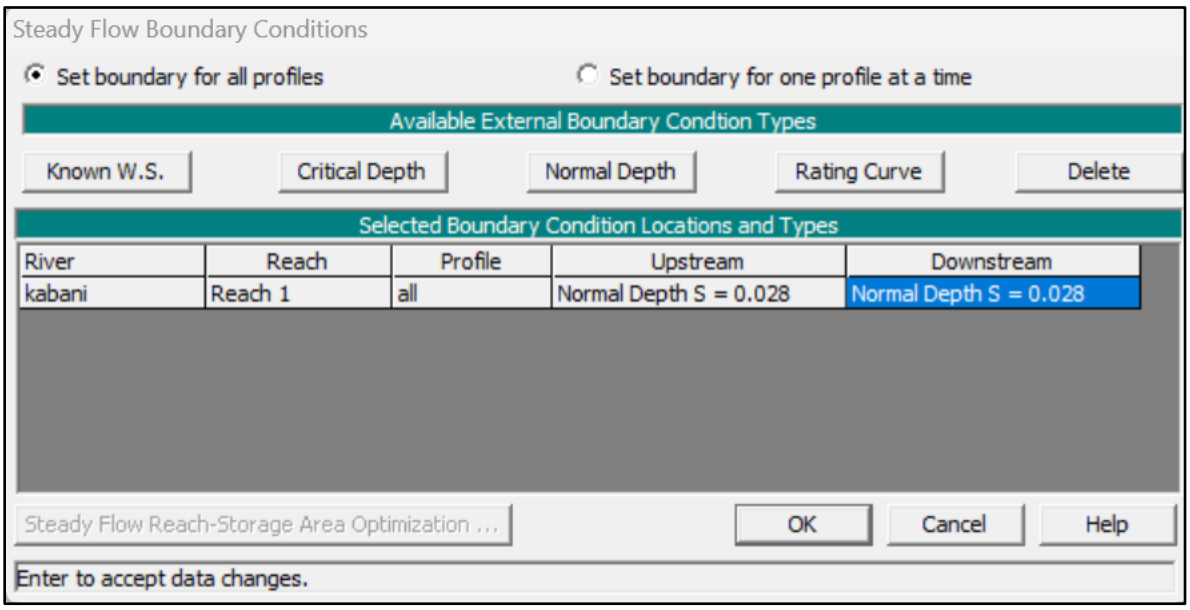


Figure III.14 : Définition des conditions aux limites.

VI.5.3 Simulation :

Une fois que les données géométriques, les débits et les conditions aux limites ont été renseignés, il faut choisir le type de régime d'écoulement : fluvial, torrentiel ou mixte, afin de lancer les calculs.

Dans notre cas, nous supposons que l'écoulement est en régime mixte, et nous lançons ensuite la simulation avec un débit de 53 m^3/s.

- **Résultats de la simulation :**

Les résultats de la simulation avec HEC-RAS permettent d'analyser en détail l'écoulement constant dans une rivière ou un canal. Ils montrent la répartition des vitesses, les hauteurs d'eau et les débits tout au long du cours d'eau, ce qui aide à mieux comprendre le fonctionnement du réseau et à anticiper les risques d'inondation

- **Profil en long :**

La vue en profil montre le niveau de l'eau dans l'oued tout au long du tronçon étudié, ainsi que le niveau que l'eau peut atteindre lors d'une crue centennale. Dans notre cas, la forme du terrain influence beaucoup la façon dont la crue se propage.

Ci-dessous, on trouve la représentation du profil en long de l'oued Kabani à l'état naturel, obtenue après la simulation sur HEC-RAS pour une crue centennale.

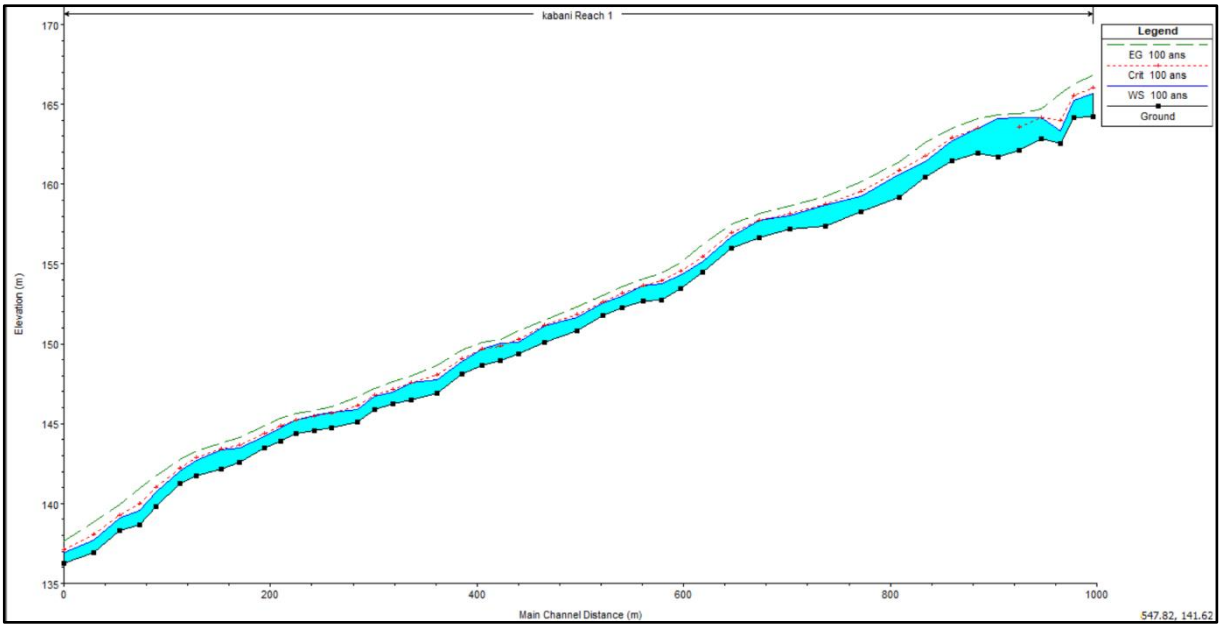


Figure III.15 : Profil du plan d'eau d'Oued Kabani au passage de la crue de projet

- **Vue en 3D :**

HEC-RAS permet une visualisation en trois dimensions, ce qui aide à observer le comportement des crues pour différentes périodes de retour.

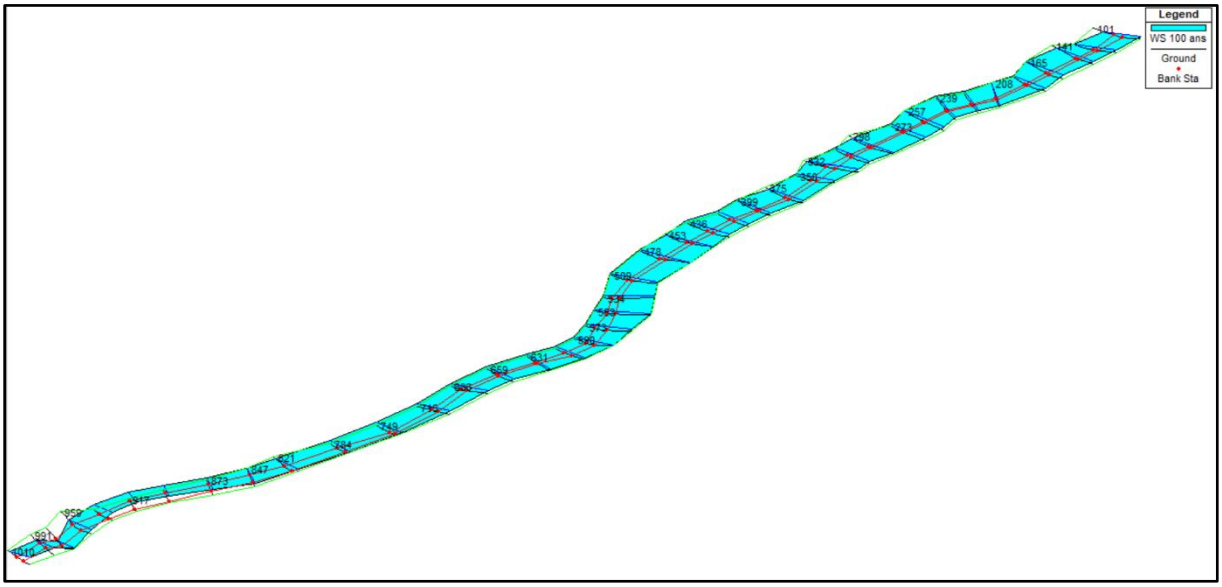


Figure III.16 : Représentation en 3D d'Oued Kabani.

- **Restitution de la courbe de tarage :**

HEC-RAS a permis de produire une représentation de la variation de la hauteur d'eau en fonction du débit en m³/s.

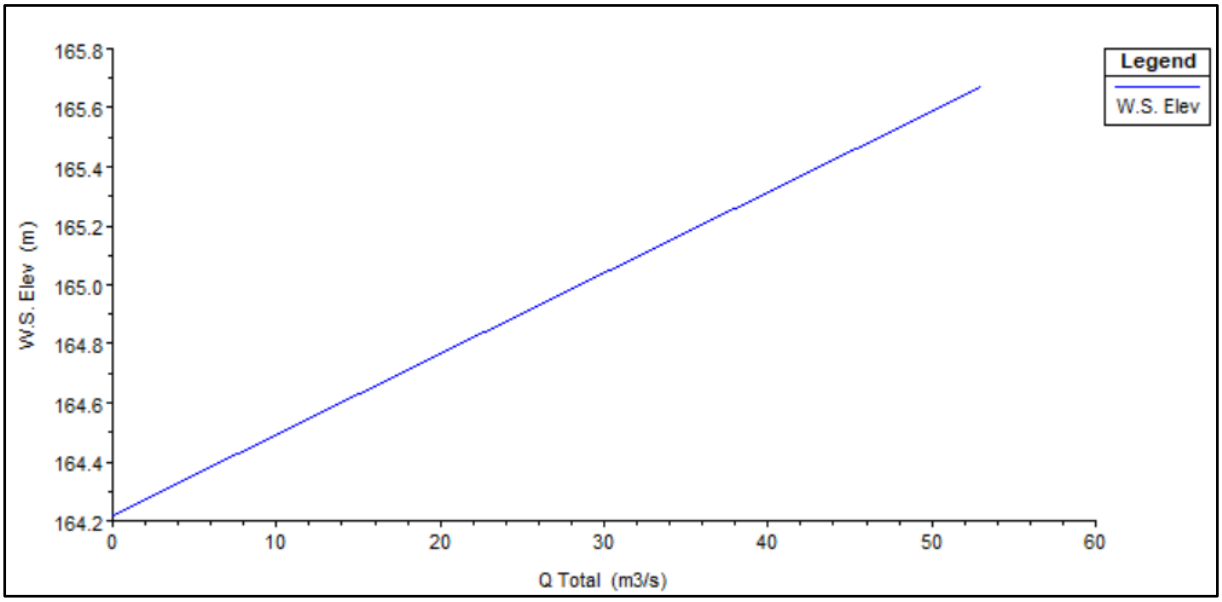


Figure III.17 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Kabani

- **Les profils en travers :**

Grâce à l'affichage des résultats par profil transversal, nous avons obtenu des informations précises à chaque point du cours d'eau. Ces résultats montrent que toutes les sections présentent un risque d'inondation.

Quelques exemples :

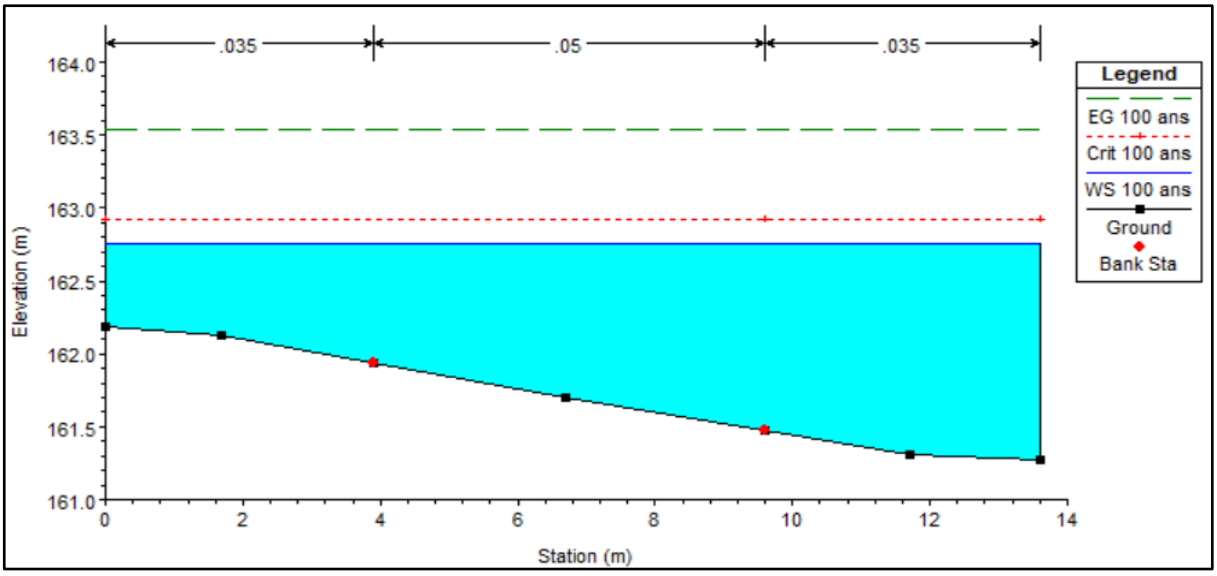


Figure III.18 : Profil en travers de la section 873.

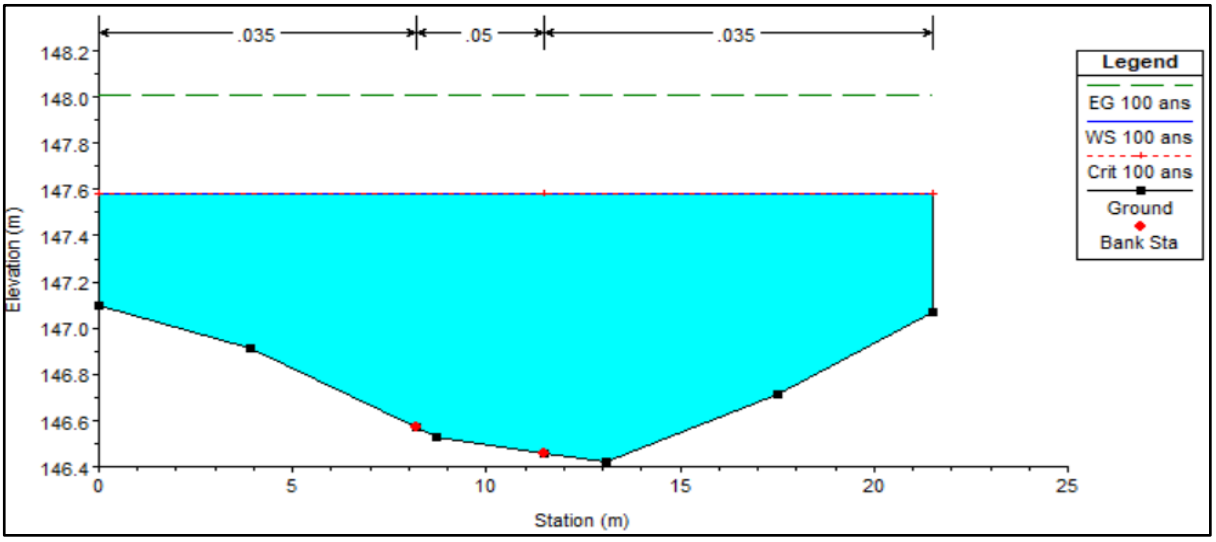


Figure III.19 : Profil en travers de la section 350.

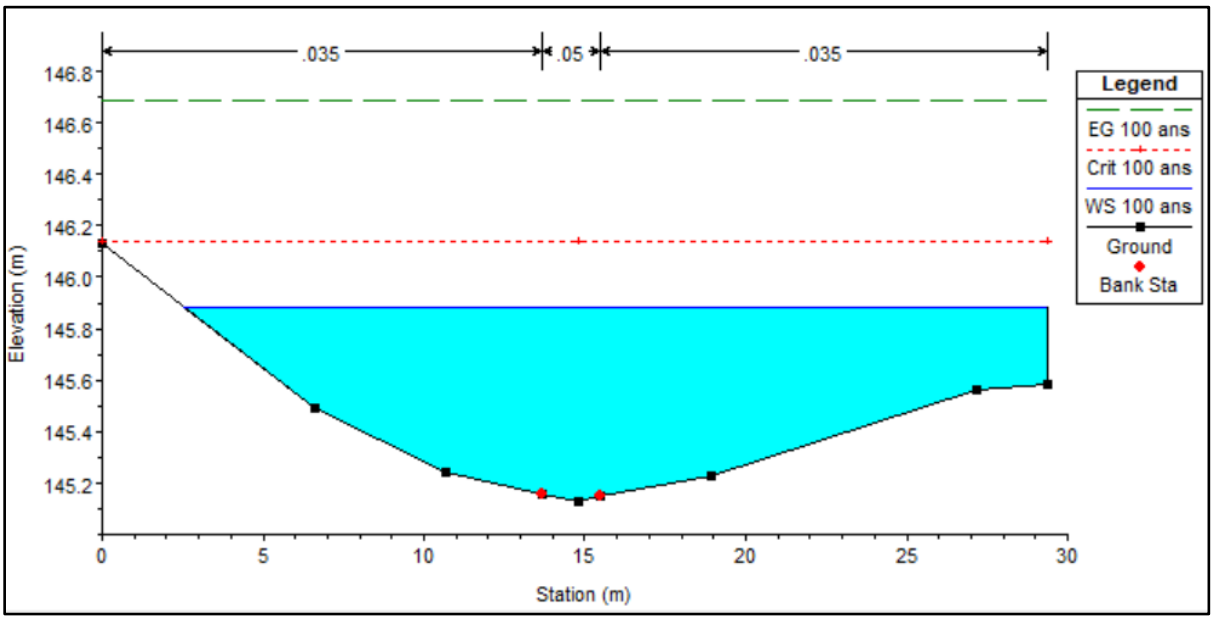


Figure III.20 : Profil en travers de la section 298.

- **Variation du nombre de Froude :**

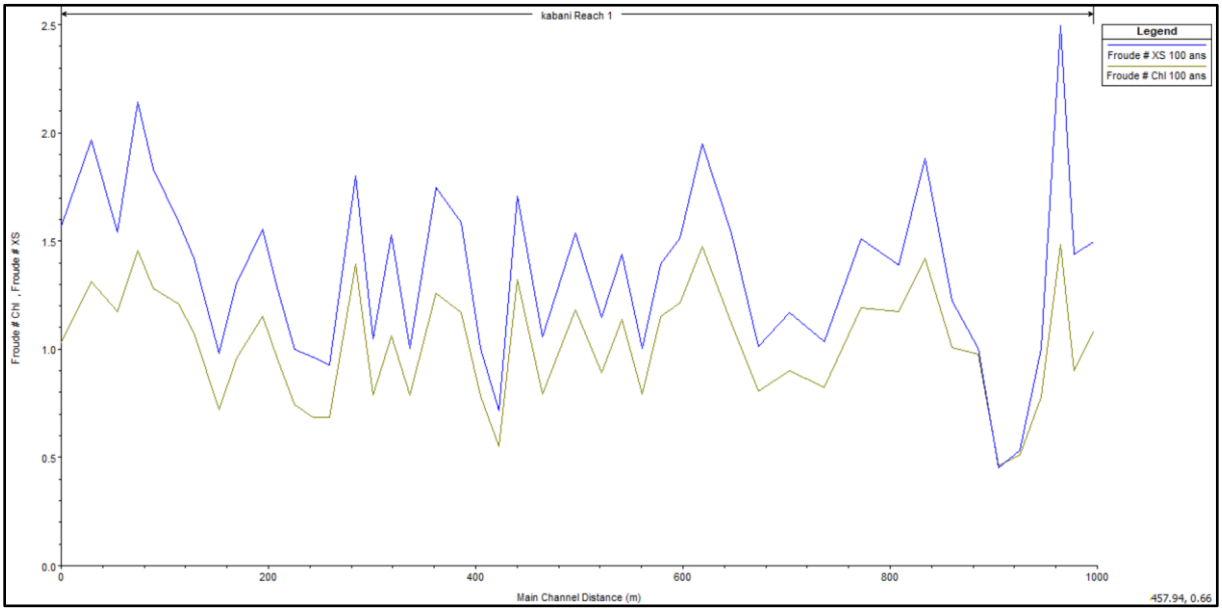


Figure III.21 : Variation du nombre de Froude en fonction de la distance.

- **Variation de la vitesse d'écoulement :**

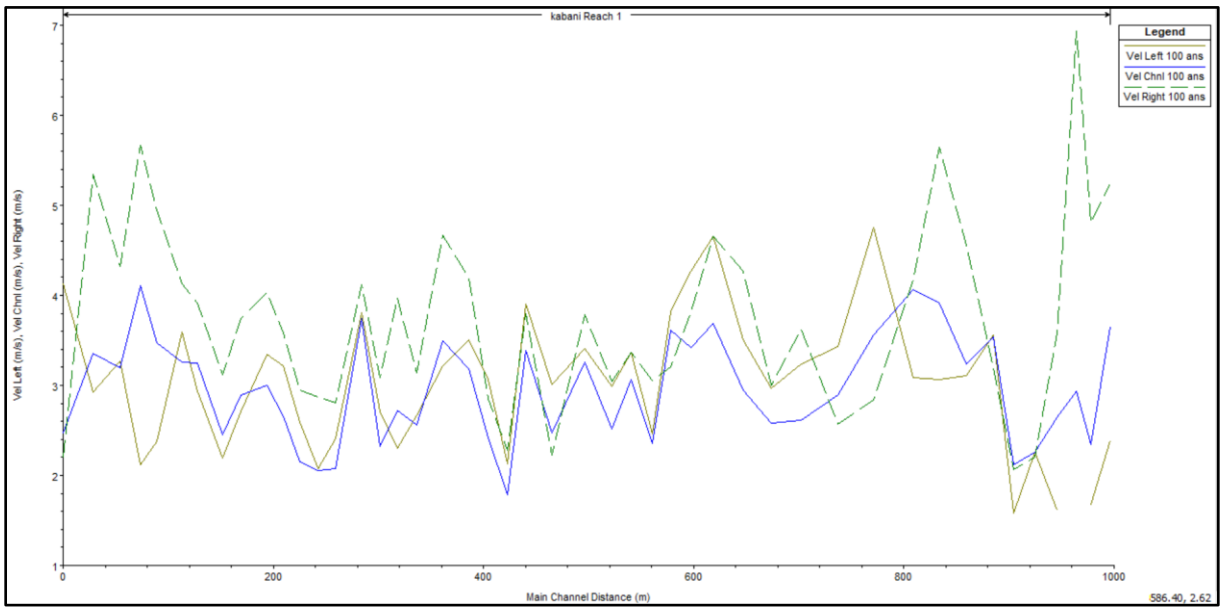


Figure III.22 : Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance

- **Paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations :**

Le logiciel permet également de créer des tableaux récapitulatifs contenant l'ensemble des paramètres hydrauliques liés à différentes structures, telles qu'un barrage ou tout autre ouvrage, ainsi qu'à une zone de stockage définie. Ces tableaux peuvent être générés pour chaque station (section transversale) séparément ou pour l'ensemble des stations en une seule fois.

Les détails et résultats de la simulation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 : Les principaux éléments Hydrauliques pour toutes les sections (Source : Logiciel HEC-RAS).

River Sta	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)	
1010	53	164,22	165,67	166,02	166,79	0,028011	3,66	12,28	12,39	1,08
991	53	164,19	165,24	165,55	166,29	0,022946	2,34	12,78	12,53	0,9
978	53	162,53	163,34	164	165,67	0,077169	2,93	8,31	11,12	1,48
959	53	162,82	164,14	164,14	164,68	0,014341	2,64	17,06	15,99	0,78
938	53	162,14	164,17	163,56	164,42	0,005121	2,25	23,62	13,1	0,51
917	53	161,71	164,1	163,52	164,32	0,004065	2,12	25,78	12,1	0,46
898	53	161,97	163,5	163,5	164,13	0,021257	3,54	15,14	12,2	0,98
873	53	161,47	162,75	162,92	163,53	0,024623	3,23	14,19	13,6	1,01
847	53	160,47	161,42	161,76	162,59	0,054156	3,91	11,86	17,9	1,42
821	53	159,17	160,61	160,84	161,4	0,031986	4,06	13,65	16,59	1,17
784	53	158,25	159,25	159,51	160,13	0,035965	3,56	13,32	17,16	1,19
749	53	157,36	158,72	158,74	159,24	0,015563	2,89	16,91	17,43	0,82
715	53	157,17	158,06	158,15	158,62	0,021055	2,61	16,21	19,6	0,9
686	53	156,62	157,7	157,7	158,14	0,015733	2,58	18,22	21,4	0,81
659	53	155,98	156,71	156,93	157,52	0,034508	2,95	13,55	19,8	1,12
631	53	154,51	155,16	155,48	156,23	0,061625	3,69	11,65	20,7	1,47
609	53	153,48	154,32	154,54	155,1	0,038904	3,42	13,76	20,4	1,22
590	53	152,72	153,75	153,92	154,4	0,032617	3,62	14,98	22,43	1,15
573	53	152,68	153,64	153,64	154,04	0,015884	2,36	19,31	24,3	0,79
553	53	152,26	153,01	153,15	153,56	0,035083	3,07	16,06	29,7	1,14
534	53	151,75	152,58	152,64	153,02	0,020874	2,51	18,02	26,5	0,89
509	53	150,84	151,63	151,82	152,3	0,037201	3,26	14,72	26	1,18
478	53	150,09	151,11	151,15	151,49	0,015576	2,47	20,09	29,9	0,79
453	53	149,39	150,09	150,3	150,82	0,04891	3,39	14,04	28	1,32
436	53	148,98	150,05	149,87	150,29	0,007293	1,78	24,8	27	0,55
418	53	148,67	149,66	149,66	150,09	0,01518	2,42	18,48	21,9	0,78
399	53	148,11	148,86	149,08	149,62	0,036888	3,19	13,96	23,2	1,17
375	53	146,93	147,75	148,03	148,64	0,042035	3,5	13,21	22,55	1,26
350	53	146,46	147,58	147,58	148,01	0,014821	2,55	18,42	21,5	0,79
332	53	146,26	146,95	147,15	147,61	0,031702	2,72	15,68	27,8	1,06
315	53	145,86	146,75	146,77	147,18	0,016014	2,32	18,39	23,2	0,79
298	53	145,13	145,88	146,14	146,69	0,052548	3,75	13,36	26,84	1,39
273	53	144,74	145,68	145,64	146,05	0,011717	2,08	19,92	23,2	0,68
257	53	144,57	145,5	145,49	145,85	0,011851	2,06	20,82	27,2	0,69
239	53	144,38	145,24	145,24	145,62	0,014227	2,15	19,57	25,4	0,74
224	53	143,92	144,74	144,86	145,32	0,023634	2,66	15,85	21,9	0,95
208	53	143,48	144,18	144,37	144,87	0,03679	3	14,66	25,8	1,15
183	53	142,55	143,51	143,65	144,12	0,023051	2,89	15,66	21,6	0,96
165	53	142,18	143,39	143,4	143,78	0,012112	2,45	19,77	24,1	0,72
141	53	141,73	142,69	142,87	143,33	0,028996	3,25	15,33	24,15	1,07
125	53	141,27	142,02	142,23	142,77	0,039511	3,26	13,93	23,4	1,21
101	53	139,79	140,69	141,02	141,73	0,044754	3,47	12,48	20,1	1,28

Tableau III.3: Les principaux éléments Hydrauliques pour toutes les sections (Source : Logiciel HEC-RAS). (Suite et fin).

River Sta	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)	
86	53	138,69	139,6	140	140,96	0,056276	4,11	11,04	18,55	1,46
66	53	138,32	139,11	139,29	139,91	0,037235	3,19	13,74	20,34	1,17
41	53	136,92	137,68	138,05	138,88	0,048702	3,35	11,81	19,05	1,31
12	53	136,23	136,9	137,12	137,65	0,031186	2,47	14,76	24,1	1,03

Avec :

- Min $^{Ch\ El}$: Altitude du radier du canal.
- W.S ^{Elev} : Altitude du plan d'eau calcule.
- E.G ^{Elev} : Altitude de la ligne d'Energie
- E.G ^{Slope} : Pente de la ligne d'Energie.
- Vel ^{chnl} : Vitesse d'écoulement. Flow ^{area} : Section mouillée.
- Top ^{width} : Largeur du miroir. Froude ^{chl} : Nombre de Froude.
- Flow area : Section mouillée.
- Froude ^{chl} : Nombre de Froude.

VI.5.4 Interprétation des résultats :

L'analyse des niveaux d'eau dans les différentes sections transversales de l'oued montre que l'ensemble du cours d'eau est submergé sur toute sa longueur. Les résultats mettent en évidence les caractéristiques suivantes :

- La vitesse d'écoulement varie entre 1,78m/s et 4,11m/s.
- Le régime d'écoulement change tout au long de l'oued, comme le montrent les valeurs du nombre de Froude, qui varient entre 0,46et 1,48.

VI.6 La cartographie du risque de l'inondation :

Après l'analyse des données hydrologiques et la modélisation des profils d'inondation avec HEC-RAS, les zones à risque ont pu être identifiées et cartographiées. Pour cela, il a été nécessaire de déterminer les hauteurs d'eau à différents points des rivières. Ces informations sont essentielles pour comprendre l'écoulement et repérer les zones

susceptibles d'être inondées. L'outil RAS Mapper intégré à HEC-RAS a permis de simuler une crue centennale et de produire des cartes précises des zones inondables. Les sections suivantes présenteront et analyseront ces cartes afin d'orienter la gestion des risques et les actions de prévention.

VI.6.1 Carte des profondeurs :

Lors d'une inondation, la submersion est principalement définie par sa portée et sa profondeur, ce qui nécessite le recours à des modèles hydrauliques ou à une modélisation numérique des topographies des lits mineurs et majeurs des cours d'eau (Graguid, 2011).

On distingue généralement trois niveaux de submersion, définis en fonction de la profondeur d'eau :

- Submersion légère : profondeur inférieure à 0,5 mètre ;
- Submersion modérée : profondeur comprise entre 0,5 et 1 mètre ;
- Submersion importante : profondeur supérieure à 1 mètre (Graguid, 2011).

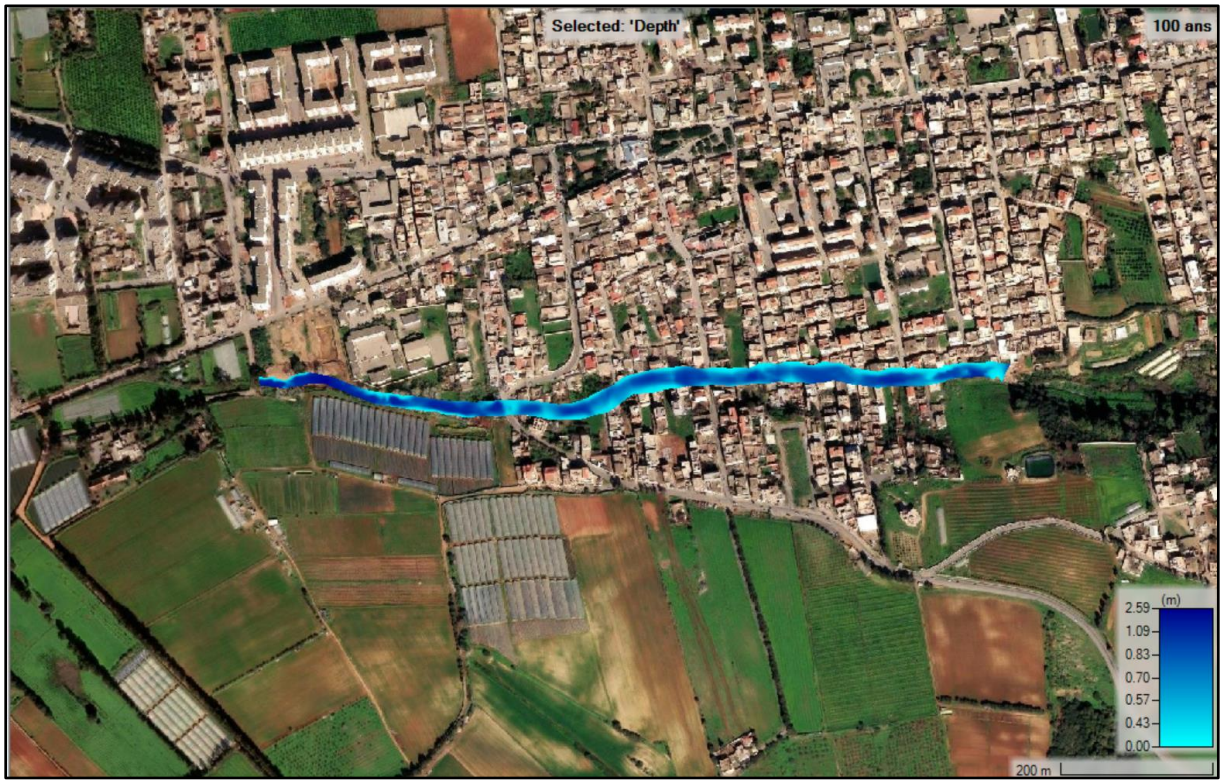


Figure III.23 : Carte des profondeurs d'eau pour une crue centennale.

D'après la carte des hauteurs d'eau, la profondeur varie entre 0,43 m et 2,59 m. Les zones les plus vulnérables à l'inondation se situent tout au long de la ville de Chaiba. La concentration de ces zones à risque met en évidence l'importance d'une planification urbaine adaptée et de mesures d'atténuation pour limiter les impacts des crues. Une telle démarche est indispensable pour garantir la sécurité des habitants riverains et encourager un développement durable dans cette zone.

VI.6.2 Carte des vitesses :

Les vitesses d'écoulement de l'eau sont réparties en trois catégories :

- Faible vitesse : inférieure à 0,2 m/s.
- Vitesse modérée : comprise entre 0,2 m/s et 0,5 m/s.
- Forte vitesse : supérieure à 0,5 m/s.

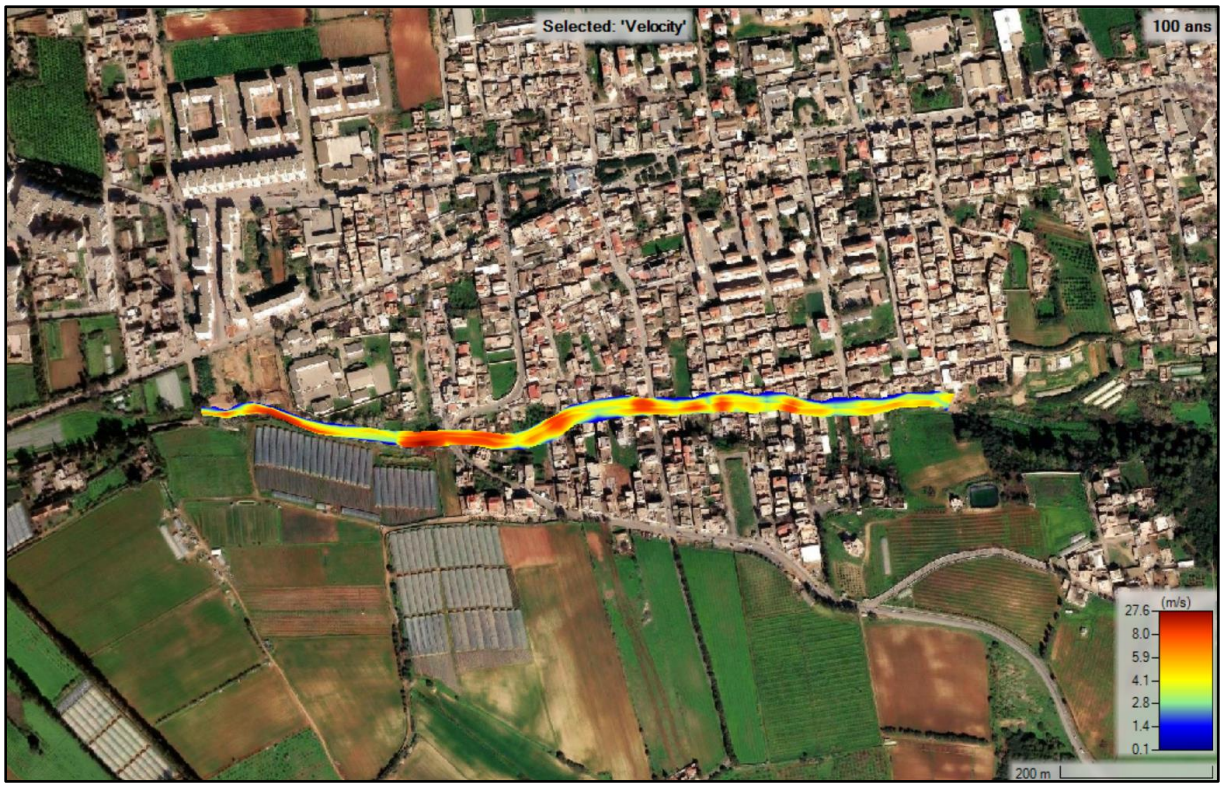


Figure III.24 : Carte des vitesses d'eau pour une crue centennale.

Les cartes de vitesse de l'eau sont des outils précieux pour analyser l'écoulement dans une région. Elles mettent en évidence les zones où la vitesse est élevée, notamment le long des deux cours d'eau, souvent à cause de pentes fortes ou d'un lit resserré. À

l'inverse, des vitesses plus faibles apparaissent dans les zones où la pente est plus faible, dans notre cas les vitesses varient entre 0,1 et 27,6 m/s.

L'évaluation des aléas d'inondation repose sur la combinaison de deux paramètres clés la vitesse d'écoulement et la hauteur d'eau. Cette approche permet de définir quatre zones de danger, chacune représentée par une couleur spécifique, selon les critères résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Critères d'évaluation de l'intensité d'aléa inondation (DDT,2012).

	Faible **V< 0.2 m/s**	**Moyenne** **0.2m/s< V< 0.5m/s**	**Forte** **V > 0.5m/s**
H < 0.5m	Faible	Moyen	Fort
0.5 m< H< 1.0m	Moyen	Moyen	Fort
1.0m < H< 2.0m	Fort	Fort	Fort
H > 2.0m	Très Fort	Très Fort	Très Fort

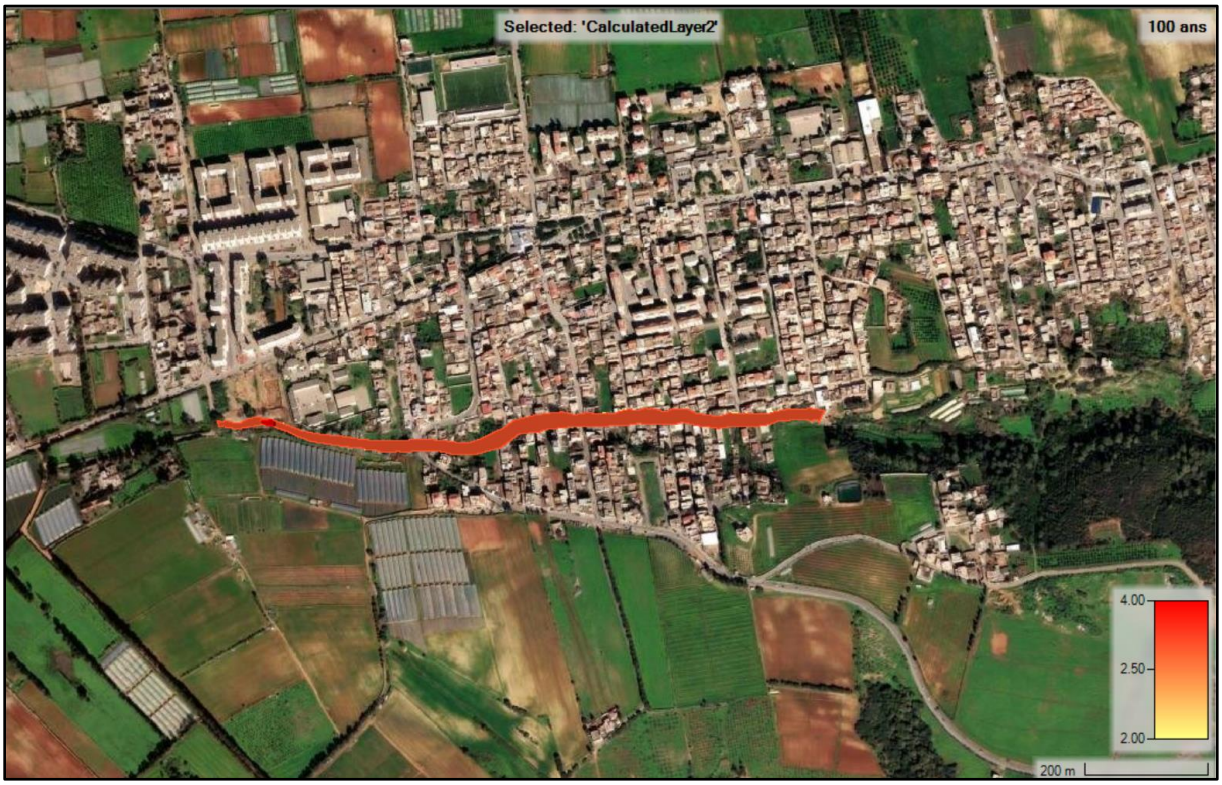


Figure III.25 : Carte d'alea d'oued Kabani pour la crue centennale.

Les zones à risque élevé se trouvent tout au long du cours d'eau. La carte des hauteurs d'eau montre que ces zones correspondent souvent à des sections où la pente est plus forte, ce qui augmente le risque d'inondation en cas de crue. On observe aussi une forte correspondance avec la carte des vitesses d'écoulement : les zones les plus dangereuses sont souvent celles où l'eau s'écoule le plus rapidement. Cela montre un lien clair entre la dynamique de l'écoulement et le risque d'inondation, soulignant la nécessité d'une surveillance renforcée dans ces secteurs sensibles.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé la réaction de notre zone d'étude face à une crue centennale. L'utilisation du logiciel HEC-RAS a permis d'identifier les zones inondables et de produire une carte des profondeurs d'eau, offrant une estimation précise des hauteurs atteintes à différents points clés. Cette analyse constitue une base essentielle pour la mise en œuvre de mesures de prévention. Les résultats orientent les prochaines étapes du projet, qui viseront à évaluer et concevoir des solutions durables et adaptées pour protéger les zones exposées et renforcer la résilience des infrastructures et des populations face aux futures inondations.

Chapitre IV :

Études des variantes d'Aménagement

Introduction :

Cette étude vise à protéger la ville de Chaiba contre les inondations, notamment en cas de crue centennale. Elle propose des solutions adaptées au terrain, à la fois efficaces, réalisables techniquement et économiquement.

L'aménagement doit permettre une bonne évacuation des eaux, stabiliser les berges et limiter l'impact sur l'environnement. Le choix final se fera selon plusieurs critères pour retenir la solution la plus adaptée.

I. La protection contre les crues :

On peut classer les ouvrages de protection en deux catégories : directes et indirectes.

I.1 Protection directe (rapprochée) :

La protection directe vise à agir directement sur les zones exposées, en appliquant les mesures suivantes :

- **Recalibrage du cours d'eau :**

Il consiste à modifier la géométrie du lit afin d'améliorer la capacité hydraulique du tronçon, notamment en abaissant le fond du lit et en élargissant la section transversale.

- **Endiguement du cours d'eau :**

L'endiguement consiste à rehausser les berges pour éviter que l'eau déborde. Les digues permettent ainsi au cours d'eau de supporter un débit plus important sans provoquer d'inondation, tout en préservant l'espace pour l'agriculture et l'urbanisation.

- **Lit artificiel :**

Il s'agit de protéger les berges et le lit de l'oued à l'aide de béton armé, de roches ou de gabions. Ces techniques, souvent utilisées en zone urbaine, sont coûteuses mais efficaces et s'adaptent aux conditions topographiques et géologiques du site.

I.2 Protection indirecte (éloignée) :

La protection indirecte consiste à réduire le risque d'inondation en aménageant des infrastructures sur les cours d'eau, à distance des zones exposées.

- **Création de canaux périphériques :**

Cette mesure consiste à dévier les eaux vers un autre cours d'eau pour les éloigner des zones à protéger, en transférant tout ou partie du débit.

- **Aménagement des bassins versants :**

L'objectif est de limiter l'érosion grâce à des techniques biologiques ou à des ouvrages comme des seuils en gabions. Ces aménagements réduisent la vitesse de l'eau, favorisent le dépôt des sédiments en amont et diminuent ainsi le risque d'inondation en aval.

- **Réalisation des barrages :**

Cette stratégie consiste à installer des barrages pour retenir et réguler les crues en amont des zones à risque. Une gestion optimale de leur capacité de stockage et de régulation est essentielle pour assurer une protection efficace contre les inondations

II. La protection contre l'érosion :

Comme pour les inondations, le risque d'érosion apparaît lorsque l'aléa érosif se combine avec les enjeux présents dans la zone concernée. Ce phénomène est fréquent dans les secteurs non urbanisés, en particulier lorsque la route longe une rivière sans protection naturelle.

II.1 Érosion du lit :

L'érosion du lit peut avoir plusieurs causes :

- **Causes naturelles :**

Le lit du cours d'eau s'adapte aux nouvelles conditions d'écoulement et de transport sédimentaire, entraînant une réduction progressive de sa pente.

- **Exploitation du lit :**

L'extraction de matériaux dans le lit entraîne une érosion régressive en amont et parfois une érosion progressive en aval.

- **Infrastructures :**

Les digues et remblais, conçus pour limiter l'expansion des zones inondables, modifient aussi les dynamiques d'érosion du lit du cours d'eau.

II.2 Érosion des berges :

L'érosion des berges se produit lorsque le courant arrache les particules de sol qui les constituent. Elle est d'autant plus importante que la vitesse et la turbulence de l'eau dépassent la résistance du sol, et qu'elle est accentuée lorsque le courant frappe la berge de manière oblique.

- **Éboulement :**

On parle d'éboulement lorsque qu'une partie de berge en surplomb s'effondre, généralement à la suite d'une érosion à sa base.

- **Affouillement :**

Ce type d'érosion se manifeste principalement à la base des berges ou au pied des ouvrages situés en bord de cours d'eau.

Les techniques de protection des berges se divisent en deux approches :

- **Protection linéaire par revêtement :**

Elle consiste à protéger la berge en la recouvrant de matériaux résistants à l'érosion, comme des enduits, des géotextiles ou des enrochements, afin de stabiliser les sols fragiles.

- **Protection par épis :**

Ces structures réduisent la largeur du cours d'eau en période d'étiage et orientent les courants rapides, ce qui protège les berges fragiles contre l'érosion. Elles favorisent également une meilleure navigabilité.

Ces deux méthodes sont couramment utilisées pour limiter l'impact de l'érosion fluviale et stabiliser les berges des cours d'eau.

III. Calcul hydraulique des canaux :

Pour un écoulement à variation lente, on peut considérer que la pente de la ligne de charge de chaque section est équivalente à celle d'un écoulement uniforme.

III.1 Conditions de l'écoulement uniforme :

- Le débit d'eau reste constant dans toutes les sections du tronçon étudié ;
- La profondeur du courant h est uniforme sur l'ensemble du tronçon ;
- La rugosité des parois est homogène ;
- Le canal présente une forme prismatique ;
- La pente est constante dans chaque section ;
- Il n'existe aucune résistance locale.

III.2 Formules de calcul :

Pour calculer un écoulement uniforme permanent, la formule de Chézy est couramment utilisée.

La vitesse moyenne de l'écoulement peut être exprimée par la relation suivante :

$$V = C \times \sqrt{RI} \qquad \textbf{IV- 1}$$

Le débit volumique s'exprime alors par la relation suivante :

$$Q = V \times S \qquad \textbf{IV- 2}$$

Alors :

$$Q = C \times S \times \sqrt{RI} \qquad \textbf{IV- 3}$$

Avec :

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

R : Rayon hydraulique, soit le rapport entre la surface mouillée S et le périmètre mouillé P.

I : Pente du fond du canal (radier).

Détermination du coefficient de Chézy :

Le coefficient de Chézy peut être évalué à partir de différentes formules empiriques, telles que :

1. **Formule de PAVLOVSKY :**

$$C = \frac{1}{n} + R^{\frac{1}{y}} \qquad \textbf{IV- 4}$$

Où y est un exposant déterminé selon la relation suivante :

$$Y = 2.5 \times \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \times \sqrt{R} \times \left(\sqrt{n} - 0.1\right) \qquad \textbf{IV- 5}$$

2. **Formule d'AGROSKINE :**

$$C = \frac{1}{n} + 17.72\log(R) \qquad \textbf{IV- 6}$$

Avec :

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

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité.

3. **Formule de Manning-Strickler :**

$$C = \frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{6}} \qquad \textbf{IV- 7}$$

Cette formule permet de reformuler l'équation de Chézy ainsi :

$$V = Ks \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \qquad \textbf{IV- 8}$$

Où :

Ks : Coefficient de rugosité de Strickler ($m^{1/3}/s$).

Elle est fréquemment utilisée pour le dimensionnement des canaux à surface libre, et le débit s'exprime par :

$$Q = R^{\frac{2}{3}} \times S \times \sqrt{I} \qquad \textbf{IV- 9}$$

Avec :

Q : Débit de dimensionnement (m^3/s)

n : Coefficient de rugosité

S : Section mouillée (m^2)

I : Pente du canal (m/m)

R : Rayon hydraulique (m)

4. Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{mb}{\sqrt{R}}} \qquad \textbf{IV- 10}$$

Où :

mb : est le coefficient de Bazin, généralement compris entre 0,06 et 1,75 $m^{0.75}$.

III.3 Choix des paramètres de dimensionnement :

III.3.1 Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité évalue la résistance à l'écoulement de l'eau due aux irrégularités du revêtement du canal. Il influence directement la vitesse et le débit de l'écoulement. Les valeurs correspondant à différents types de revêtements sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient de rugosité (Chen et Cotton, 1986).

Caractéristiques du lit ou du revêtement	**Valeur de la rugosité n**
Canal avec revêtement en béton	0.013-0.015
Canal en terre	0.022
Canal en pierre sèche	0.025
Canal en Gabion	0.030

III.3.2 Marge de sécurité dans les canaux :

La marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée est indispensable dans les canaux à surface libre pour prévenir tout débordement imprévu. Elle permet de compenser les effets possibles de l'accumulation de sédiments, de la croissance de végétation, des vagues dues au vent ou d'autres phénomènes similaires.

Cette dernière varie généralement de 0,30 m pour les petits canaux à 0,60 à 1,20 m pour les grands canaux. Il est important de prendre en compte toutes les circonstances susceptibles d'affecter ces valeurs (Lencastre, 2008).

Tableau IV.2 : La Revanche utilisée en fonction du débit (Degoutte,2012).

Revanche (m)	0.45	0.60	0.75	0.9
Débit (m^3/s)	$Q < 0.75$	$0.75 < Q < 1.5$	$1.5 < Q < 8.5$	$Q > 8.5$

III.3.3 Vitesse d'érosion :

Pour prévenir les dommages aux fonds et aux berges des canaux causés par l'action dynamique de l'eau, il est crucial de maintenir la vitesse du courant en dessous de la vitesse limite d'érosion. Les valeurs limites de la vitesse d'érosion pour différents types de revêtements de lit sont indiquées dans le tableau ci-dessous (Degoutte, 2012).

Tableau IV.3 : Les intervalles des vitesses pour éviter l'érosion du lit (Degoutte,2012).

Lit de canal	Vitesse (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.5 - 4.0
Gabions	4.0 - 6.0
Revêtement en béton	6.0 - 12.0
Béton amélioré	10.0

III.4 Étude des Variantes :

Cette étude présente deux variantes d'aménagement de l'oued Kabani visant à protéger la ville de Chaiba contre les crues centennales, chacune dimensionnée pour évacuer un débit de 53 m³/s. Les variantes sont :

- Canal trapézoïdal en béton armé.
- Canal en gabion avec fond gabionné.
- Bassin de retenue.

Pour chaque variante, des simulations hydrauliques sous HEC-RAS permettront d'évaluer l'écoulement sur l'ensemble du cours d'eau. Une analyse technique et économique détaillée déterminera l'option la plus adaptée.

III.4.1 Canal en béton :

La première variante consiste en un canal trapézoïdal en béton armé, conçu pour assurer une évacuation efficace des débits tout en résistant aux forces hydrauliques et à l'érosion. Grâce à une pente de talus de m = 0,5 avec un angle de 26,6°, il s'adapte facilement au terrain et permet une mise en œuvre rapide. Sa solidité et sa durabilité réduisent les besoins d'entretien et garantissent une intégration harmonieuse dans l'environnement urbain.

Dans un premier temps, FLOW-MASTER sera employé pour déterminer les paramètres hydrauliques des canaux. Par la suite, une modélisation détaillée sous HEC-RAS permettra de préciser les résultats et d'évaluer les performances des canaux.

- **Dimensionnement :**

Les caractéristiques du canal ont été déterminées à l'aide du logiciel FLOW MASTER.

Le canal, d'une longueur d'environ 1 km et d'une pente de 0,028 conformément au plan, est dimensionné pour évacuer un débit de 53 m^3/s.

Tableau IV.4 : Dimensions du canal en béton armé.

Tronçon	Section de départ	Section D' arrivé	Longueur (m)	Pente du projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	La largeur au miroir (m)	Hauteur du canal (m)	La rugosité
Complet	1010	12	1010	0.028	0.05	3	5	2	0.015

Les dimensions du canal en amont sont illustrées dans la figure ci-dessous :

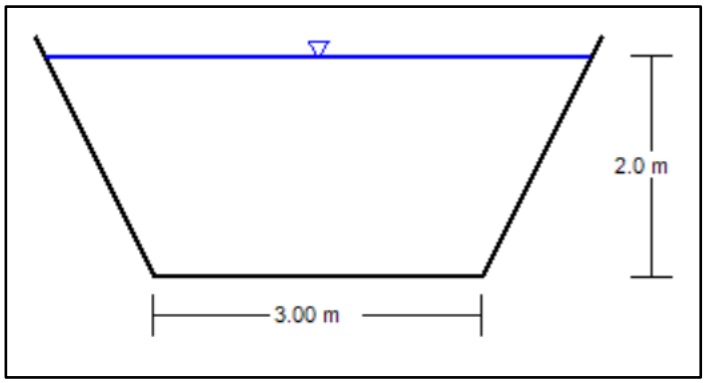


Figure IV.1 : Dimensions du canal trapézoïdal en béton armé

- **Paramètres d'écoulement :**

Tableau IV.5 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en béton de l'Oued Kabani (Source : HEC-RAS).

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1010	162.88	164.38	165.7	169.53	0.028	10.05	5.27	4.03	2.81
991	162.35	163.85	165.17	168.99	0.028	10.04	5.28	4.03	2.8
978	161.98	163.48	164.8	168.63	0.028	10.05	5.27	4.03	2.81
959	161.46	162.96	164.28	168.1	0.028	10.04	5.28	4.03	2.8
938	160.87	162.37	163.69	167.51	0.028	10.04	5.28	4.03	2.8
917	160.29	161.79	163.11	166.94	0.028	10.05	5.27	4.03	2.81
898	159.74	161.24	162.56	166.39	0.028	10.05	5.27	4.03	2.81
873	159.04	160.54	161.86	165.68	0.028	10.04	5.28	4.04	2.8
847	158.32	159.82	161.14	164.96	0.028	10.04	5.28	4.04	2.8
821	157.61	158.93	160.22	164.21	0.029	10.18	5.2	4.41	2.9
784	156.58	158.1	159.4	163.07	0.027	9.87	5.37	4.05	2.74
749	155.61	157.13	158.43	162.14	0.027	9.91	5.35	4.05	2.75
715	154.65	156.16	157.47	161.2	0.027	9.94	5.33	4.04	2.77
686	153.83	155.34	156.65	160.41	0.027	9.97	5.32	4.04	2.78
679	Dalot								
673	153.47	156.29	156.29	157.43	0.004	4.73	11.21	4.95	1
659	153.08	155.36	155.9	157.28	0.007	6.14	8.64	4.57	1.43
631	152.3	154.29	155.12	156.95	0.011	7.23	7.33	4.37	1.78
609	151.69	153.56	154.51	156.64	0.014	7.77	6.82	4.29	1.97
590	151.17	152.97	153.99	156.33	0.016	8.12	6.53	4.24	2.09
573	150.69	152.44	153.51	156.03	0.017	8.38	6.32	4.21	2.18
553	150.12	151.83	152.94	155.64	0.019	8.65	6.13	4.18	2.28
534	149.58	151.25	152.4	155.25	0.02	8.86	5.98	4.15	2.36
509	148.87	150.51	151.69	154.72	0.021	9.08	5.83	4.13	2.44
478	147.99	149.59	150.81	154	0.023	9.3	5.7	4.11	2.52
453	147.29	148.87	150.11	153.41	0.024	9.44	5.62	4.09	2.57
436	146.81	148.38	149.63	152.99	0.024	9.5	5.58	4.09	2.6
418	146.3	147.86	149.12	152.54	0.025	9.58	5.53	4.08	2.63
399	145.77	147.32	148.59	152.07	0.025	9.65	5.5	4.07	2.65
375	145.09	146.63	147.91	151.44	0.026	9.71	5.46	4.07	2.68
350	144.39	145.93	147.21	150.79	0.026	9.77	5.43	4.06	2.7
332	143.89	145.42	146.71	150.32	0.026	9.8	5.41	4.06	2.71
315	143.41	144.94	146.23	149.87	0.026	9.83	5.39	4.05	2.72
298	142.93	144.45	145.75	149.41	0.027	9.86	5.37	4.05	2.73
273	142.22	143.74	145.04	148.74	0.027	9.9	5.35	4.05	2.75
257	141.77	143.29	144.59	148.3	0.027	9.91	5.35	4.05	2.75
239	141.27	142.78	144.09	147.82	0.027	9.93	5.33	4.04	2.76

Tableau IV.6 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en béton de l'Oued Kabani (Source : HEC-RAS).(suite et fin).

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
224	140.85	142.36	143.67	147.4	0.027	9.94	5.33	4.04	2.77
208	140.42	141.93	143.24	146.99	0.027	9.96	5.32	4.04	2.77
183	139.72	141.23	142.54	146.3	0.027	9.98	5.31	4.04	2.78
165	139.23	140.74	142.05	145.82	0.028	9.99	5.31	4.04	2.78
141	138.56	140.07	141.38	145.17	0.028	10	5.3	4.04	2.79
125	138.13	139.64	140.95	144.74	0.028	10	5.3	4.04	2.79
101	137.46	139	140.35	144.16	0.021	10.19	5.46	4.07	2.72
86	137.03	138.52	139.85	143.78	0.029	10.16	5.22	4.02	2.85
66	136.49	137.98	139.31	143.21	0.029	10.13	5.23	4.03	2.84
41	135.78	137.27	138.6	142.48	0.028	10.11	5.24	4.03	2.83
12	134.97	136.46	137.79	141.66	0.028	10.1	5.25	4.03	2.83

- **Les sections en travers :**

Les résultats de la simulation concernant les sections transversales de l'Oued Kabani sont représentés dans la figures suivantes :

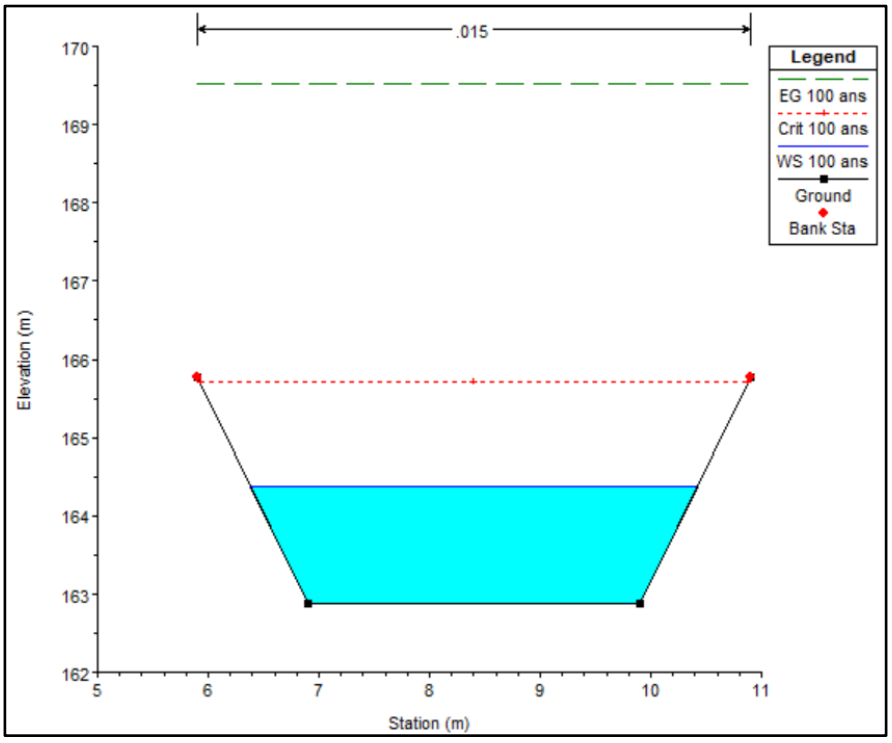


Figure IV.2 : Profil en travers de la section 1010

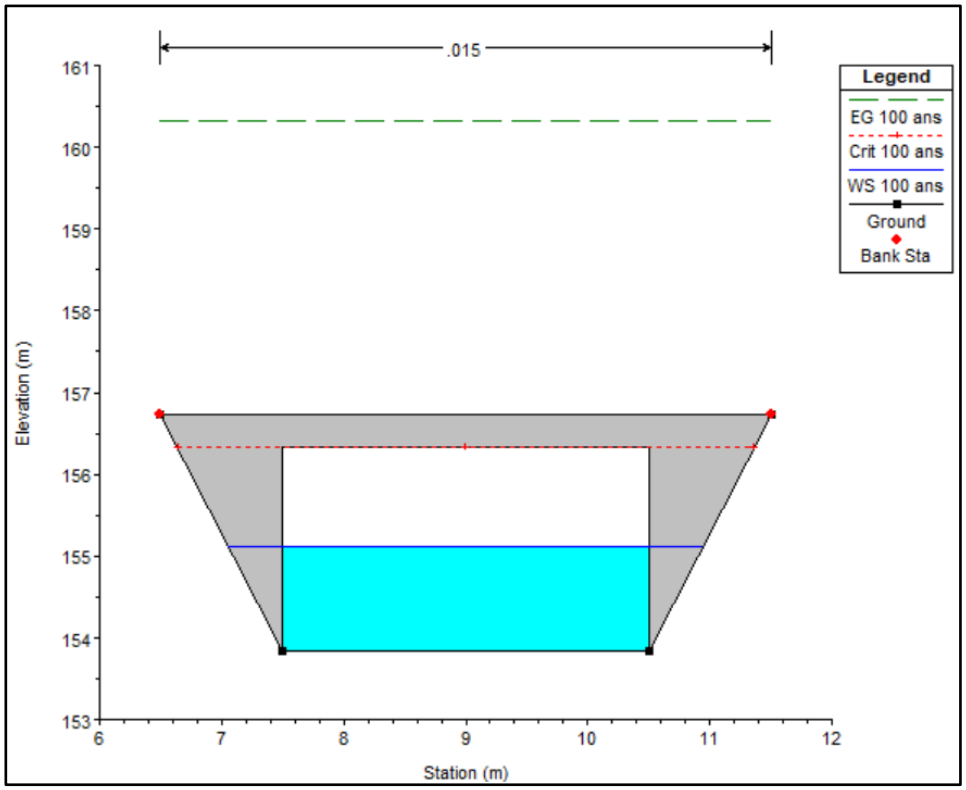


Figure IV.3 : Profil en travers du dalot de la section 679

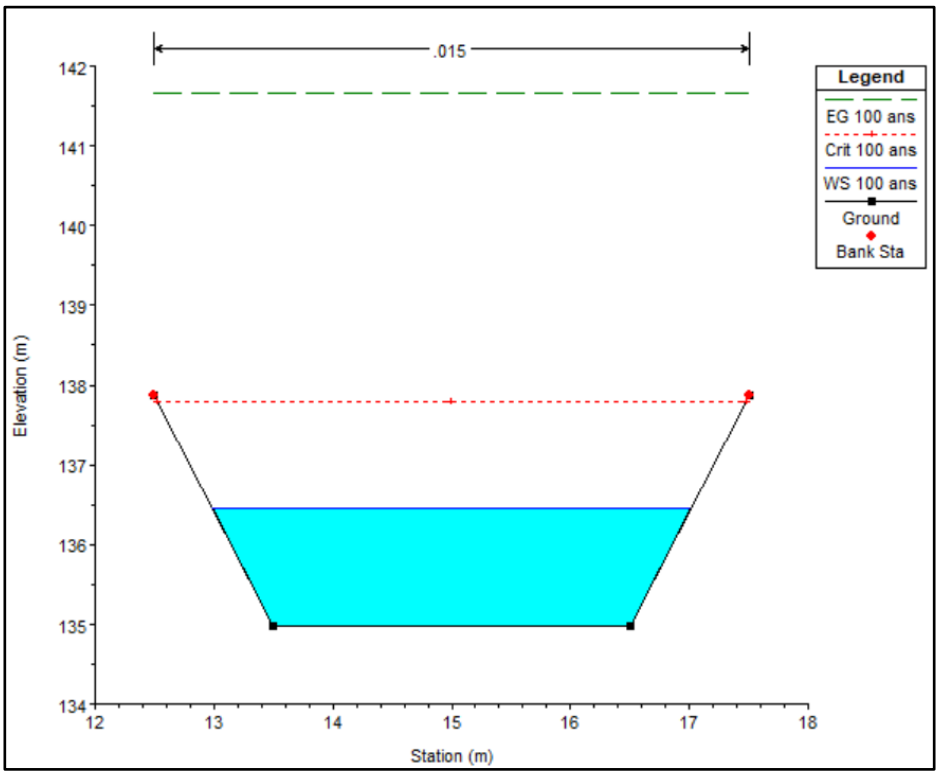


Figure IV.4 : Profil en travers de la section 12

- **Estimation du coût de la variante :**

L'épaisseur du revêtement en béton des parois du canal trapézoïdal est estimée entre 0,15 et 0,4 m, tandis que celle du radier varie entre 0,2 et 0,5 m (M. HASSANE, 2015, Blida).

Alors :

- Les parois en béton armé ont une épaisseur de 15 cm.
- Le radier en béton armé a une épaisseur de 20 cm.

Il est recommandé d'utiliser une épaisseur de 15 cm pour le béton de propreté.

Le devis de la variante en béton armé du canal a été établi sur la base des quantités de terrassement, en tenant compte des volumes de remblai et de déblai déterminés à l'aide du logiciel HEC-RAS.

Tableau IV.7: Devis estimatif pour la variante du canal trapézoïdal en béton armé de l'Oued Kabani.

Travaux		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Terrassement	**Déblais**	m^3	9481	250	**2370250**
	Remblais	m^3	2258	500	**1129000**
Béton de propreté		m^3	1422	8000	**11376000**
Béton dose a 350kg/m³		m^3	2572	32000	**82304000**
Montant Total					**97179250**

- **Résultats :**

D'après les résultats obtenus, le béton apparaît comme une solution particulièrement adaptée pour la gestion des crues centennales. Les canaux en béton se distinguent par leur grande durabilité, leur résistance aux conditions climatiques et à l'usure, tout en offrant une longue durée de vie avec un entretien limité. Leur faible rugosité et leur parfaite étanchéité contribuent à améliorer l'efficacité hydraulique en réduisant les pertes d'eau. De plus, ils présentent une flexibilité de conception, pouvant être réalisés sous différentes formes et dimensions, tout en restant facilement réparables. Leur robustesse structurelle assure par ailleurs une stabilité et une sécurité accrues. Toutefois, il convient de souligner que la pente du terrain entraîne des vitesses d'écoulement relativement élevées.

III.4.2 Canal en gabion :

Le gabion est une structure en treillis métallique remplie d'enrochements, utilisée pour des applications de stabilisation des sols, de protection contre l'érosion, de soutènement et de revêtement de canaux. Les matelas en gabion, assurent la protection des berges contre l'affouillement et contribuent à leur stabilité. Leur mise en œuvre en disposition étagée accroît la résistance mécanique et la durabilité de l'ouvrage.

- **Dimensionnement** :

La deuxième variante consiste en la réalisation d'un canal trapézoïdal en gabion de dimensions 3x1x1, d'une longueur de 1,01 km, dimensionné pour un débit de 53 m³/s.

Les caractéristiques d'une section en gabion sont définies par les formules suivantes :

- **Surface de la section Sm (m²) :**

$$S_m = 0.5k(k-1) + b \times k \qquad \textbf{IV- 11}$$

- **Périmètre mouille Pm (m) :**

$$P_m = b + 3k - 1 \qquad \textbf{IV- 12}$$

- Rayon hydraulique Rh (m) :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \qquad \textbf{IV- 13}$$

Tels que :

k : le nombre d'étages.

b : la largeur du canal (m).

Le tableau suivant montre les résultats du calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné pour une largeur de 3,5 m :

Tableau IV.8 : Résultats de calcul des nombres de caisses pour le canal gabionné de l'Oued Kabani.

Caisses	**Q (m^3/s)**	**S(m^2)**	**P(m)**	**R**
10	697,277	80	32,5	2,462
9	560,363	67,5	29,5	2,288
8	440,887	56	26,5	2,113
7	337,923	45,5	23,5	1,936
6	250,522	36	20,5	1,756
5	177,708	27,5	17,5	1,571
4	118,481	20	14,5	1,379
3	**71,824**	**13,5**	**11,5**	**1,174**
2	36,732	8	8,5	0,941
1	12,380	3,5	5,5	0,636

Pour notre cas, nous allons utiliser un canal de 3 caisses, garantissant un débit de 53 m^3/s avec une revanche de 1 m.

Le tableau suivant représente les dimensions du canal gabionné :

Tableau IV.9: Dimensions du canal en gabion.

Tronçon	Section de départ	Section D'arrivé	Longueur (m)	Pente du projet (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	La rugosité
Complet	1010	12	1010	0.028	3.5	4	0.035

- **Paramètres d'écoulement :**

Tableau IV.10 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en gabion de l'Oued Kabani (Source : HEC-RAS).

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1010	161.78	164.11	164.29	165.2	0.028	4.61	11.51	7.5	1.19
991	161.25	163.9	163.9	164.81	0.021	4.21	12.58	7	1
978	160.88	163.06	163.4	164.4	0.039	5.13	10.32	7.5	1.4
959	160.36	162.84	162.88	163.74	0.021	4.21	12.59	7.5	1.04
938	159.77	162.08	162.29	163.2	0.029	4.68	11.31	7.5	1.22
917	159.19	161.54	161.71	162.6	0.027	4.57	11.6	7.5	1.17
898	158.64	160.97	161.16	162.06	0.028	4.62	11.48	7.5	1.19
873	157.94	160.29	160.46	161.35	0.027	4.55	11.64	7.5	1.17
847	157.22	159.56	159.74	160.66	0.026	4.68	11.52	7.5	1.14
821	156.51	158.79	159.03	159.95	0.031	4.76	11.13	7.5	1.25
784	155.48	157.87	158	158.88	0.025	4.45	11.92	7.5	1.13
749	154.51	156.83	157.03	157.93	0.029	4.65	11.39	7.5	1.21
715	153.55	155.9	156.07	156.96	0.027	4.55	11.65	7.5	1.16
686	152.73	155.06	155.25	156.15	0.028	4.62	11.47	7.5	1.19
679	Dalot								
673	152.37	154.6	154.89	155.85	0.035	4.94	10.73	7.5	1.32
659	151.98	154.4	154.5	155.37	0.024	4.35	12.18	7.5	1.09
631	151.2	153.52	153.72	154.62	0.029	4.66	11.37	7.5	1.21
609	150.59	152.93	153.11	154	0.028	4.58	11.57	7.5	1.18
590	150.07	152.41	152.59	153.49	0.028	4.6	11.52	7.5	1.19
573	149.59	151.94	152.11	153	0.027	4.57	11.6	7.5	1.17
553	149.02	151.35	151.54	152.44	0.028	4.61	11.5	7.5	1.19
534	148.48	150.82	151	151.9	0.028	4.6	11.51	7.5	1.19
509	147.77	150.1	150.29	151.19	0.028	4.62	11.48	7.5	1.19
478	146.89	149.23	149.41	150.3	0.028	4.59	11.54	7.5	1.18
453	146.19	148.52	148.71	149.61	0.028	4.61	11.5	7.5	1.19
436	145.71	148.06	148.23	149.12	0.027	4.57	11.6	7.5	1.17
418	145.2	147.53	147.72	148.62	0.028	4.63	11.46	7.5	1.2
399	144.67	147	147.19	148.09	0.028	4.61	11.51	7.5	1.19
375	143.99	146.32	146.51	147.41	0.028	4.61	11.51	7.5	1.19
350	143.29	145.62	145.81	146.71	0.028	4.6	11.51	7.5	1.19
332	142.79	145.12	145.31	146.21	0.028	4.61	11.51	7.5	1.19
315	142.31	144.65	144.83	145.73	0.028	4.6	11.52	7.5	1.19
298	141.83	144.17	144.35	145.25	0.028	4.6	11.52	7.5	1.19
273	141.12	143.45	143.64	144.54	0.028	4.62	11.46	7.5	1.19
257	140.67	143.02	143.19	144.08	0.027	4.56	11.62	7.5	1.17
239	140.17	142.5	142.69	143.59	0.028	4.62	11.48	7.5	1.19
224	139.75	142.1	142.27	143.16	0.027	4.57	11.6	7.5	1.17
208	139.32	141.66	141.84	142.73	0.028	4.6	11.53	7.5	1.18

Tableau IV.11 : Les résultats de la simulation d'écoulement du canal en gabion de l'Oued Kabani (Source : HEC-RAS).(suite et fin).

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
183	138.62	140.95	141.14	142.04	0.028	4.62	11.47	7.5	1.19
165	138.13	140.46	140.65	141.55	0.028	4.61	11.5	7.5	1.19
141	137.46	139.79	139.98	140.88	0.028	4.61	11.5	7.5	1.19
125	137.03	139.37	139.55	140.44	0.028	4.59	11.54	7.5	1.18
101	136.36	138.69	138.88	139.78	0.028	4.62	11.48	7.5	1.19
86	135.93	138.26	138.45	139.35	0.028	4.6	11.51	7.5	1.19
66	135.39	137.72	137.91	138.81	0.028	4.6	11.51	7.5	1.19
41	134.68	137.01	137.2	138.1	0.028	4.62	11.48	7.5	1.19
12	133.87	136.2	136.39	137.29	0.028	4.61	11.48	7.5	1.19

- **Profil en long :**

Le profil en long de l'Oued Kabani après la simulation est illustré dans la figure ci-dessous :

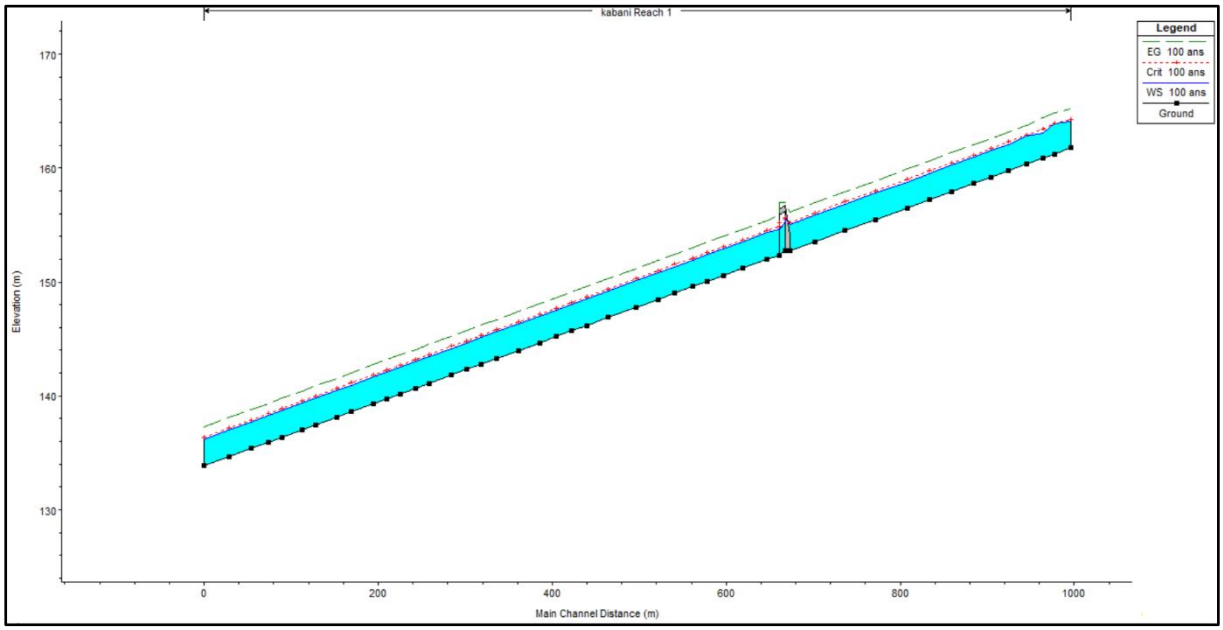


Figure IV.5 : Profil en long de l'Oued Kabani aménagé avec du gabion

- **Les sections en travers :**

Les résultats de la simulation concernant les sections transversales de l'Oued Kabani sont représentés dans la figures suivantes :

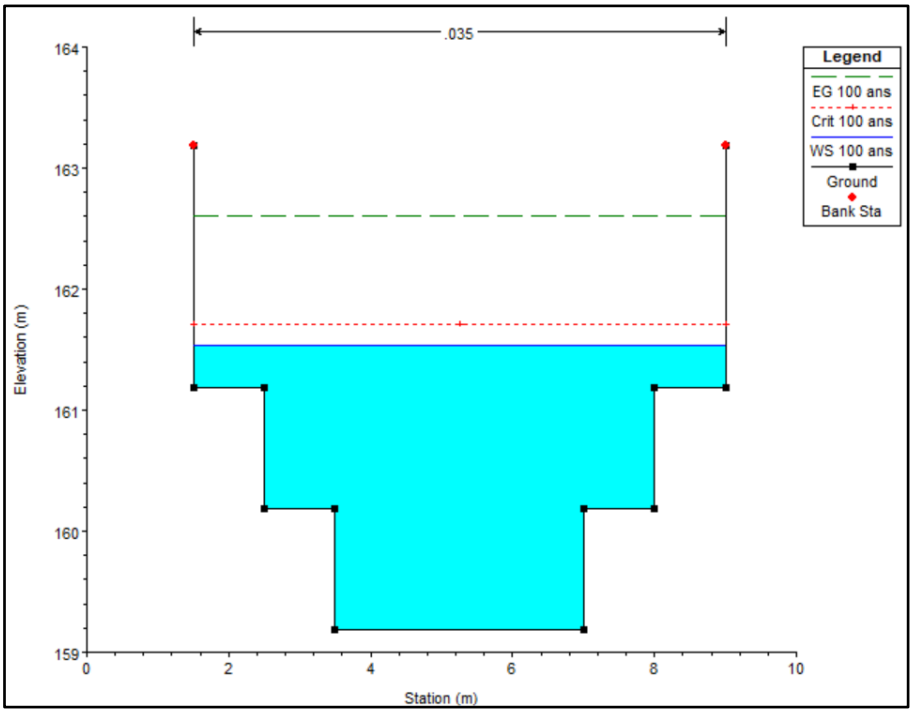


Figure IV.6 : Profil en travers de la section 917

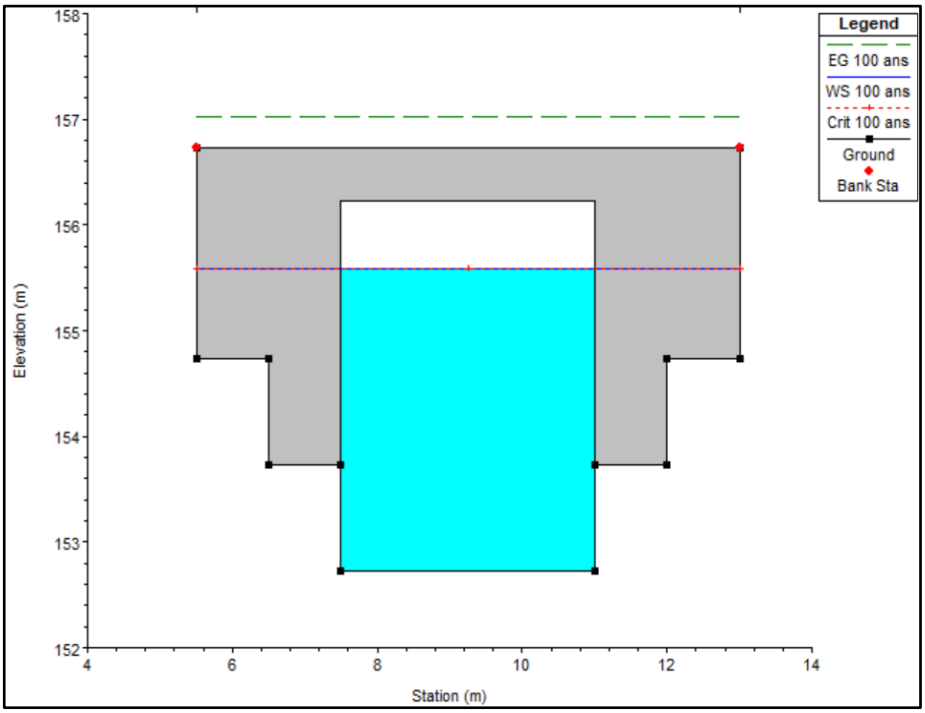


Figure IV.7 : Profil en travers du dalot de la section 679

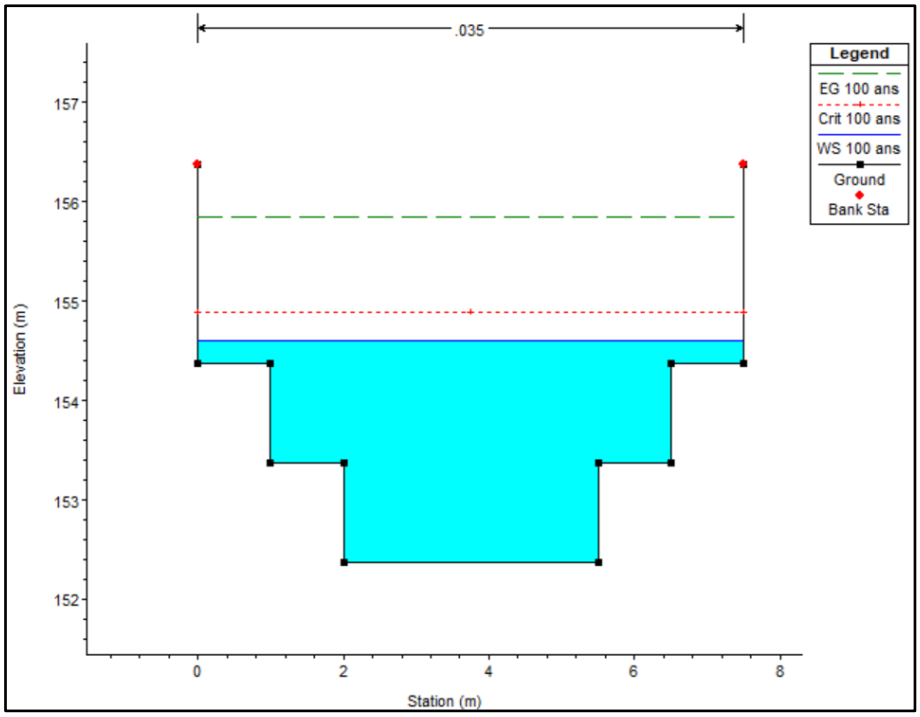


Figure IV.8 : Profil en travers de la section 673

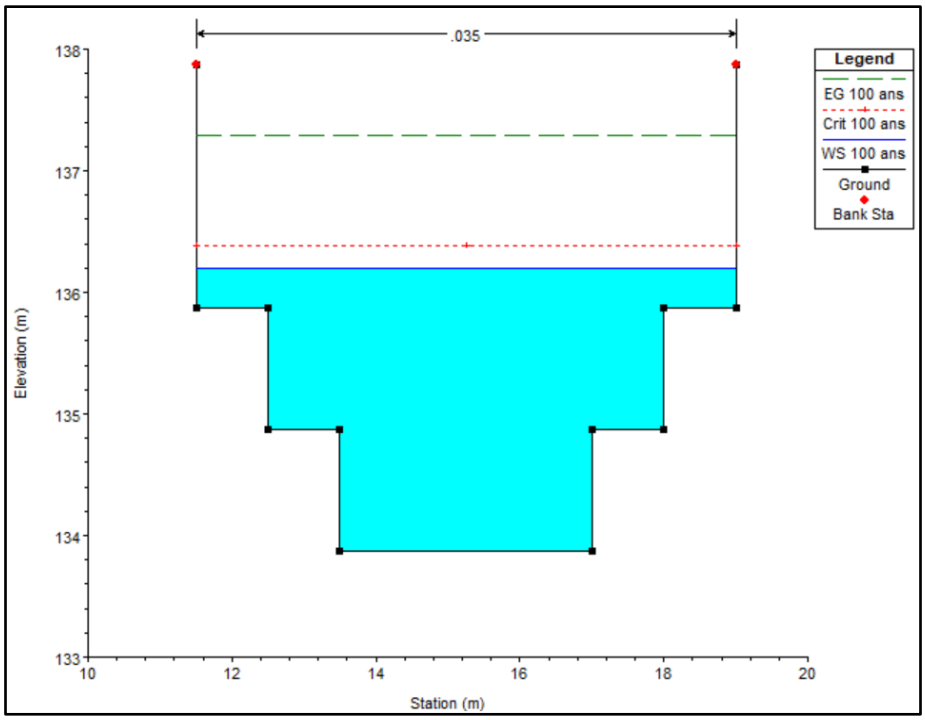


Figure IV.9 : Profil en travers de la section 12

- **Estimation du coût de la variante :**

Tableau IV.12 : Devis estimatif pour la variante en gabion de l'Oued Kabani.

Travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	**Déblais**	m^3	22475	250	**5618750**
	Remblais	m^3	2900	700	**2030000**
Gabion		m^3	9500	5000	**47500000**
Géotextile		m^2	8472	7000	**59304000**
Montant Total					**114452750**

- **Résultats :**

Cette variante offre une protection hydraulique efficace grâce à la flexibilité des gabions, capables de s'adapter aux déformations du terrain et d'être rehaussés si nécessaire. Leur mise en œuvre, bien que nécessitant un savoir-faire, reste relativement simple. Cependant, des limites subsistent, telles que la corrosion des cages, le déplacement des pierres et la perméabilité, ce qui impose un entretien régulier.

III.4.3 Bassin de retenue :

Les bassins de retenue sont des ouvrages conçus pour stocker, décanter et/ou infiltrer les eaux pluviales. On distingue plusieurs types :

- **Bassins enterrés**, construits en béton ou à partir de conduites de grand diamètre.
- **Bassins à ciel ouvert**, naturels ou artificiels, avec ou sans digue.
- **Bassins secs ou en eau permanente**, selon la fréquence et l'intensité des pluies.

Les bassins à ciel ouvert sont aujourd'hui pensés comme des espaces polyvalents intégrés au paysage urbain, pouvant servir de zones de détente, espaces verts ou aires de jeux.

- **Rôles :**

Voici les principaux rôles et mécanismes :

❖ **Limiter les inondations :**

Le bassin stocke temporairement l'excédent d'eau lors des pluies intenses et évite que tout le débit n'arrive d'un seul coup en aval.

❖ **Réguler les débits :**

L'eau accumulée est relâchée progressivement par un dispositif de vidange, ce qui réduit le débit de pointe et stabilise l'écoulement.

❖ **Protéger les infrastructures :**

En atténuant les crues, il diminue la pression sur les réseaux d'assainissement, les ponts, les routes et limite l'érosion des berges.

❖ **Sécuriser les zones habitées :**

Dans les villes, il compense l'imperméabilisation des sols (routes, toits, parkings) et protège les habitations situées en aval.

❖ **Améliorer la qualité de l'eau :**

L'eau retenue a le temps de déposer ses sédiments et polluants, ce qui réduit la charge polluante avant rejet.

- **Dimensionnement :**

D'après la méthode des pluies et en utilisant l'hydrogramme de crue, le volume du bassin de retenue est égal à :

$$Vb = 96000 m^3$$

Le tableau suivant montre les résultats de calcul de la surface du bassin de retenue en ha :

Tableau IV.13 : Dimensions du bassin de retenu

Hauteur (m)	2	2.5	3	3.5	4
Surface (ha)	4,8	3,84	3,2	2,74	2,4

- **Résultats :**

Le bassin de retenue constitue une solution efficace pour la protection hydraulique, car il stocke temporairement les eaux de ruissellement et réduit les débits de pointe responsables des inondations. Sa conception nécessite une étude hydraulique et une emprise au sol parfois importante, mais sa réalisation reste relativement simple et adaptable au terrain. Ses principales limites concernent l'évaporation, l'envasement qui réduit la capacité de stockage, ainsi que l'entretien indispensable pour préserver son efficacité. Malgré ces contraintes, il demeure une option fiable pour la gestion des crues et la protection des zones situées en aval.

III.5 Choix de la variante d'aménagement :

Les trois options proposées offrent une capacité suffisante pour maîtriser le débit de crue et limiter tout risque de débordement. Le choix de la variante d'aménagement reposera donc sur des critères technico-économiques, visant à rassurer les investisseurs, à protéger l'environnement, à prévenir l'érosion des berges et à valoriser l'esthétique urbaine. Il prendra également en considération les priorités locales, les particularités environnementales et la géomorphologie de la rivière et de la zone d'étude.

Le canal en béton n'a pas été retenu en raison des vitesses d'écoulement élevées dues à la forte pente, ce qui risquerait de provoquer l'érosion du lit, des désordres structuraux et une instabilité de l'ouvrage.

La construction d'un bassin de retenue à Chaiba n'est pas possible en raison de la forte urbanisation de la zone, la surface de terrain nécessaire pour un tel ouvrage n'est pas disponible, ce qui empêche son implantation

Nous avons choisi d'aménager tout le tronçon avec un canal en gabion. Cette solution a été retenue car elle s'intègre bien dans le paysage et assure une bonne efficacité. Ainsi, le canal en gabion a été adopté comme la solution principale pour l'aménagement de l'Oued Kabani.

Conclusion :

Le dimensionnement de l'aménagement de l'Oued Kabani s'appuie sur une analyse détaillée des débits afin de choisir les solutions les plus adaptées pour protéger les berges. L'option retenue est la réalisation de canaux en gabion, efficaces pour contrôler l'évolution du tracé de la rivière, limiter l'érosion et réduire les dépôts de sédiments. Cette solution présente aussi des avantages esthétiques avec un entretien facile. Enfin, une marge de sécurité de 1m au-dessus du tirant d'eau a été prévue pour renforcer la protection contre les crues.

CHAPITRE V

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier nécessite la mise en place de mesures permettant d'optimiser les conditions de travail et de réduire les coûts de production. Elle assure un environnement favorable pour les ouvriers et le matériel, ce qui améliore la productivité. Une analyse détaillée du site est indispensable afin d'élaborer un planning technique précis et d'utiliser les équipements de façon rationnelle à chaque étape, tout en tenant compte des contraintes d'espace et de temps du projet. Une bonne organisation du chantier joue ainsi un rôle essentiel dans la maîtrise des dépenses et la prévention des dépassements budgétaires pouvant compromettre la viabilité économique de l'opération.

Face aux défis que pose la gestion de grands projets de construction, une compréhension claire de l'organisation du chantier est essentielle pour assurer leur réussite. Pour y parvenir, il convient de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution et les modes opératoires, en s'appuyant sur des techniques modernes de construction performantes.
- Coordonner et répartir les tâches en mobilisant une main-d'œuvre qualifiée et spécialisée.
- Organiser efficacement les postes de travail en introduisant progressivement la mécanisation afin d'améliorer la productivité.
- Évaluer avec exactitude la quantité et la qualité de la main-d'œuvre nécessaire, puisque le coût du personnel a un impact direct sur le prix final du projet.

I. Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier :

Dans un chantier de construction, différents acteurs interviennent et assument des rôles clés pour garantir le bon avancement du projet. Les principaux intervenants et leurs responsabilités sont les suivants :

I.1 Maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage (MOA) est une personne physique ou morale (particulier, entreprise ou institution) qui initie et finance un projet de construction ou de rénovation. Ses principales responsabilités sont les suivantes :

- Superviser la réalisation du projet en veillant au respect des délais et du budget.
- Mettre à disposition toutes les informations nécessaires au bon déroulement des travaux.
- Honorer les engagements contractuels établis avec les prestataires.
- Coordonner l'équipe projet afin d'assurer la cohésion entre les intervenants et la qualité de l'exécution.
- Devenir propriétaire de l'ouvrage une fois celui-ci achevé.

I.2 Maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre, mandaté par le maître d'ouvrage, est chargé de concevoir le projet et de superviser l'exécution des travaux. Il gère le chantier au quotidien et exerce une autorité directe sur l'ensemble des opérations menées sur le site. Ses principales responsabilités sont :

- Concevoir les plans de construction et garantir leur respect lors de l'exécution.
- Veiller à la qualité des travaux et à leur conformité avec les normes en vigueur.
- Superviser l'ensemble des équipes sur le chantier et assurer le respect des délais

I.3 L'entreprise :

L'entreprise, qu'il s'agisse d'une personne physique ou morale, est celle qui a conclu un contrat avec le maître d'ouvrage pour exécuter les travaux. Elle assume plusieurs responsabilités essentielles sur le chantier, parmi lesquelles :

- Contrôler rigoureusement la qualité pour livrer un ouvrage conforme aux standards.
- Gérer les coûts et les ressources afin de respecter le budget.
- Établir un calendrier d'exécution précis et veiller au respect des délais.
- Se conformer strictement aux clauses contractuelles.
- Réaliser les travaux conformément aux spécifications prévues dans le contrat.

I.4 L'entrepreneur :

L'entrepreneur, qu'il soit une personne physique ou une société, est le principal responsable de l'exécution des travaux. Il peut aussi participer à la conception détaillée des ouvrages. Jusqu'à la réception finale du chantier, il assume la responsabilité de la bonne réalisation, de la sécurité et de la qualité des travaux.

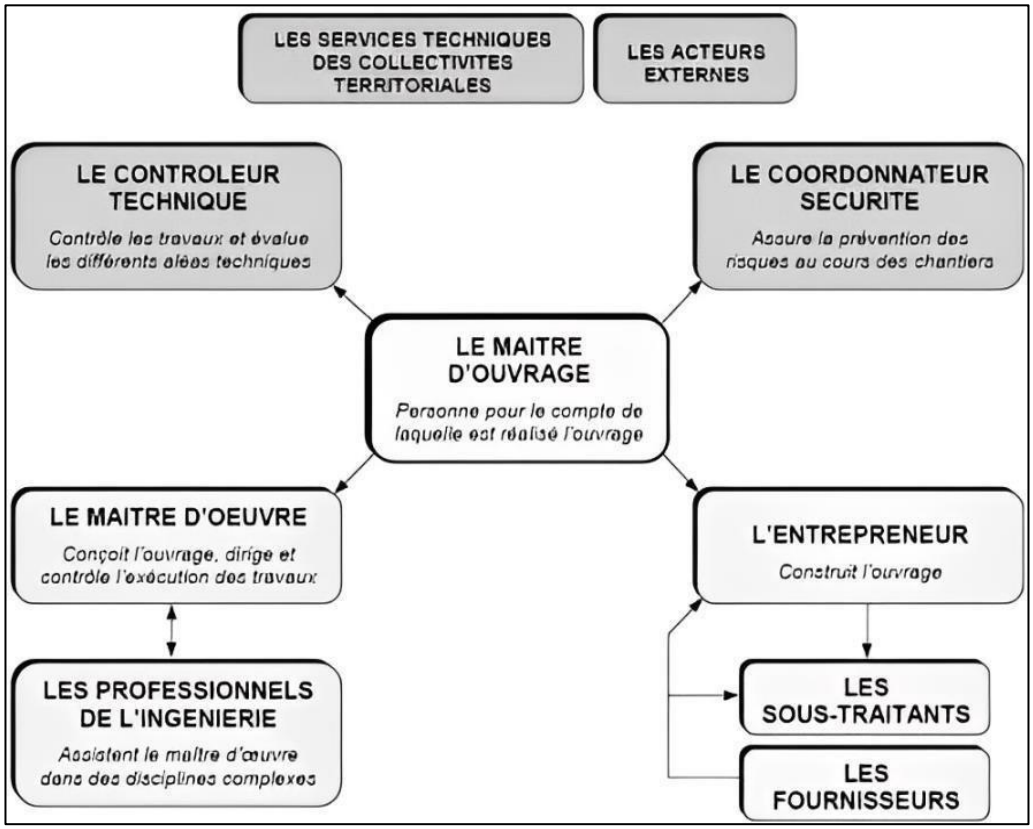


Figure V.1 : Interactions entre les acteurs du chantier (Ghomari, 2013).

II. Devis quantitatif et estimatif du projet :

L'estimation des coûts des travaux et des aménagements proposés est un facteur clé pour assurer le bon déroulement du projet. Elle inclut principalement :

- **Le coût des travaux de terrassement** : calculé par unité d'œuvre selon le volume de terrain à déplacer et les particularités du site.
- **Le coût unitaire de la fourniture et de l'installation des gabions :** déterminé en fonction du type de gabion, des matériaux employés et des contraintes techniques de mise en place.

Les coûts estimés pour la mise en œuvre de la variante retenue sont regroupés dans le tableau ci-dessous. Ils résultent d'une analyse précise visant à optimiser le budget du projet tout en garantissant la qualité des aménagements réalisés :

Tableau V.1 : Devis de la variante canal en Gabion Totale de l'Oued Kabani.

Montant Totale (DA)	**114 452 750**
TVA 19%	**21 746 023**
Total TTC (DA)	**136 198 773**

III. La Planification :

III.1 Définition :

La planification consiste à définir, structurer et programmer les différentes activités d'un projet, tout en précisant les compétences nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, elle représente un outil stratégique à la disposition du chef de projet pour accroître l'efficacité des opérations. Ses principaux objectifs sont les suivants :

- Organiser efficacement les postes de travail.
- Assurer un suivi en temps réel des opérations.
- Analyser en détail les tâches à accomplir.
- Estimer avec précision le temps requis pour chaque tâche.
- Simplifier les méthodes de travail afin d'améliorer la productivité.

III.2 Étapes de planification :

La planification est un processus qui oriente la réalisation des travaux en suivant plusieurs étapes essentielles :

- **Collecte d'informations** : Cette étape consiste à rassembler et analyser les données issues d'études comparatives, afin de préparer un plan d'exécution optimisé pour le projet.
- **Décomposition du projet** : Le projet est découpé en tâches précises, chacune confiée à un responsable, avec une estimation des besoins en matériel et de la durée d'exécution selon le rythme de travail des équipes et des machines

- **Gestion des relations entre les tâches** : Deux types de liaisons sont essentielles la logique séquentielle, où une tâche doit être achevée avant d'en commencer une autre ; les dépendances souples, où certaines tâches peuvent être réalisées simultanément ou dans un ordre défini.
- **Choix de la méthode de calcul** : La méthode retenue dépend de la nature du projet. Dans les cas où les tâches suivent un enchaînement logique, comme ici, la méthode du chemin critique (CPM) est généralement la plus appropriée.

III.3 Plannings des travaux :

Il existe trois types de planification pour l'exécution des travaux :

- **Plan au plus tôt** : Chaque tâche commence dès que les conditions le permettent. Ce type de plan est souvent utilisé par les entreprises ayant beaucoup de ressources et gérant plusieurs projets en même temps.
- **Plan au plus tard** : Les tâches démarrent à la dernière date possible sans retarder l'ensemble du projet. C'est une approche plus économique, adaptée quand les ressources sont limitées.
- **Plan intermédiaire** : C'est un compromis entre les deux précédents. Les tâches commencent à une date située entre le plus tôt et le plus tard. Cette méthode convient surtout aux entreprises concentrées sur un seul projet avec des ressources suffisantes.

III.4 Techniques de planification :

Deux méthodes principales sont utilisées pour la planification des travaux :

III.4.1 Méthodes basées sur le graphique :

1) Méthode linéaire (Technique de la ligne d'équilibre) :

Cette méthode s'applique particulièrement à la planification de projets de construction comportant des tâches répétitives, c'est-à-dire lorsque les mêmes activités sont réalisées de manière similaire à plusieurs reprises. Elle se révèle très efficace pour les grands projets, tels que la construction de bâtiments identiques ou d'infrastructures linéaires, comme les routes et les voies ferrées.

2) Méthode à barres :

Cette technique repose sur l'élaboration de deux réseaux accompagnés d'un diagramme à barres (plan de travail). Elle offre une représentation visuelle des liens de dépendance

entre les tâches et permet de définir leur ordre d'exécution. Grâce à cette approche, la gestion du projet est facilitée, car elle fournit une vue d'ensemble des activités ainsi que de leur chronologie

III.4.2 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation visuelle d'un projet qui permet de montrer les relations entre les différentes tâches, qu'elles soient réalisées de manière séquentielle, parallèle ou convergente, ainsi que leur durée d'exécution. On distingue principalement deux types de réseaux :

1) Réseau à nœuds :

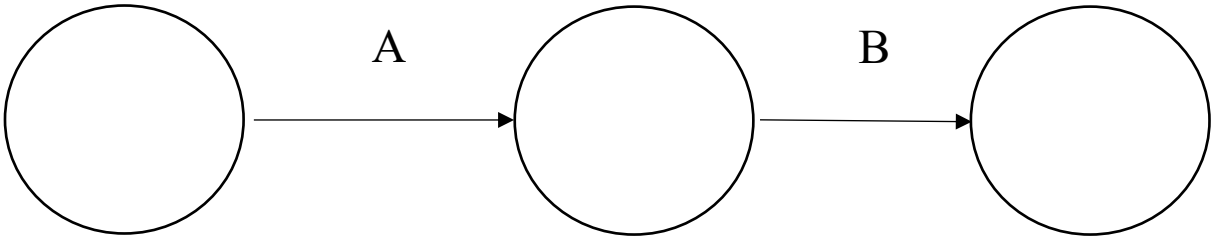
Dans ce type de réseau, chaque nœud correspond à une tâche ou une étape du projet, tandis que les flèches (ou liens) traduisent la séquence d'exécution ou le flux d'informations entre elles. Ces liaisons illustrent l'ordre des opérations, ce qui permet de mieux visualiser les interactions et la coordination entre les différentes phases du projet.



- L'opération (B) ne peut démarrer que lorsque l'opération (A) est entièrement terminée.

2) Réseau à flèches :

Dans un réseau à flèches, chaque opération est représentée par une flèche, tandis que les nœuds indiquent l'enchaînement et la succession des différentes opérations.



- L'opération (A) doit précéder l'opération (B).

Il convient de souligner que le réseau constitue un outil de calcul indispensable pour déterminer avec précision les délais et l'enchaînement des tâches. Le graphique, pour sa part, joue un rôle complémentaire en facilitant l'interprétation et la compréhension des données issues du réseau.

- **Construction du réseau :**

La construction d'un réseau nécessite de suivre six étapes clés :

1) **Établissement de la liste des tâches :**

Cette étape consiste à recenser de manière exhaustive l'ensemble des activités nécessaires à la réalisation du projet. Chaque tâche doit être définie avec précision, en intégrant des informations essentielles telles que la durée estimée, les ressources requises, les dépendances éventuelles et les responsabilités associées.

2) **Détermination des tâches antérieures :**

Après l'établissement de la liste des tâches, il est essentiel d'identifier les relations de dépendance entre elles. Certaines activités doivent impérativement être achevées avant que d'autres puissent débuter, définissant ainsi une logique d'enchaînement et une séquence cohérente pour l'exécution du projet.

3) Construction des graphes partiels :

Cette étape consiste à élaborer des représentations graphiques, appelées graphes partiels ou diagrammes de réseau, afin de mettre en évidence les relations entre les différentes tâches du projet. Parmi les outils les plus utilisés figurent le diagramme de Gantt et le graphe PERT, qui facilitent la visualisation de la planification.

4) Regroupement des graphes partiels :

Lorsque le projet comprend plusieurs sous-projets ou domaines de travail distincts, les graphes partiels peuvent être consolidés afin de constituer un plan global. Cette démarche offre une vision d'ensemble plus claire de la structure du projet et facilite sa gestion.

5) **Détermination des tâches de début et de fin de l'ouvrage :**

Cette étape consiste à identifier les activités qui marquent le lancement et l'achèvement du projet. La première est généralement appelée tâche de début du projet, tandis que la dernière correspond à la tâche de fin du projet. Ces étapes constituent des points de repère essentiels pour suivre et évaluer l'avancement global des travaux.

6) **Construction du réseau :**

Elle consiste à regrouper l'ensemble des éléments établis auparavant afin de former un réseau complet du projet. Ce réseau illustre les relations entre les tâches, les délais, les ressources nécessaires et les jalons. Il constitue un outil visuel essentiel pour la planification, le suivi et la gestion efficace du projet.

III.5 Différentes méthodes basées sur le réseau :

III.5.1 Méthode C.P.M (Critical Path Method) :

L'objectif de cette approche est de réduire les délais d'exécution d'un projet en s'appuyant sur trois étapes principales :

- **Première phase :** déterminer le nombre de personnes nécessaires pour réaliser la tâche concernée.
- **Deuxième phase :** examiner le réseau de façon méthodique, en précisant les activités heure par heure et jour par jour selon l'unité de temps retenue.
- **Troisième phase :** ajuster le réseau en fonction des contraintes ou des conditions imposées par l'entreprise (Benlaoukli, 2004).

III.5.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

La méthode PERT, ou technique d'évaluation et de révision de programme, consiste à organiser les tâches d'un projet sous forme de réseau. Elle met en évidence la séquence et les interdépendances entre ces tâches, favorisant ainsi la réalisation efficace du produit final.

III.6 Choix de la méthode de calcul :

La méthode de calcul est essentiellement déterminée par le type d'ouvrage en cours de réalisation. Si les opérations suivent une séquence particulière, comme c'est le cas dans notre cas, il est recommandé de choisir la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) (Benlaoukli, 2020).

III.7 Méthode de calcul PERT :

III.7.1 Les paramètres de la méthode P.E.R.T :

Dans l'application de la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique), les principaux paramètres à considérer sont les suivants :

- **DCP (Date de début au plus tôt - Early Start) :**

Correspond au moment le plus précoce où une tâche peut être lancée, en fonction de l'achèvement des tâches précédentes et des contraintes définies dans le projet.

- **Tr (Temps de réalisation) :**

Désigne la durée prévue nécessaire pour exécuter une tâche particulière, en fonction des ressources disponibles et des conditions de travail.

- **DFP (Date de fin au plus tôt - Early Finish) :**

Correspond à la date minimale à laquelle une tâche peut être terminée, en tenant compte de sa durée de réalisation et de la disponibilité des tâches précédentes.

- **DCPP (Date de début au plus tard - Late Start) :**

Représente la date limite à laquelle une tâche peut débuter sans entraîner de retard sur l'échéancier global du projet ni impacter la date de fin prévue.

- **DFPP (Date de fin au plus tard - Late Finish) :**

Correspond à la date limite à laquelle une tâche peut être terminée sans provoquer de décalage dans le calendrier global ni compromettre la date de livraison finale du projet.

- **MT (Marge Totale) :**

La marge totale indique le laps de temps dont dispose une tâche sans retarder l'achèvement global du projet. Elle se calcule soit par la différence entre la date de début au plus tard (DCPP) et la date de début au plus tôt (DCP), soit par la différence entre la date de fin au plus tard (DFPP) et la date de fin au plus tôt (DFP).

$$DFP = DCP + Tr \qquad DCPP = DFFP - Tr \qquad \text{V-1}$$

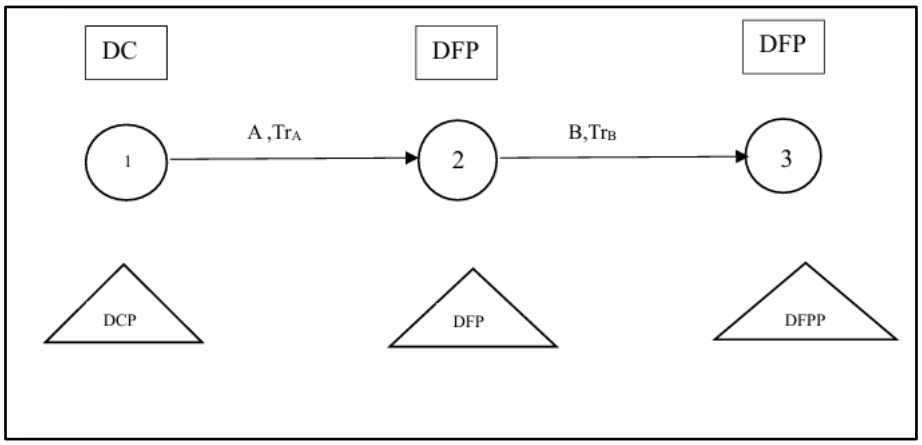


Figure V.2 : Schéma représentatif de la méthode de PERT.

III.7.2 Chemin critique (C.C) :

Le chemin critique correspond à la succession d'opérations qui détermine la durée totale du projet (DTR). Ces opérations se caractérisent par une marge totale nulle (0). Pour identifier un chemin critique, deux conditions essentielles doivent être vérifiées :

- Il est nécessaire que la marge totale (MT) de chaque opération sur cette route soit nulle (MT = 0).
- La durée totale du projet (DTP) doit être égale à la somme des durées de ces opérations.

III.8 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, outil incontournable en gestion de projet, offre une représentation visuelle de l'avancement des différentes tâches. À gauche figure la liste des activités à accomplir, tandis que l'en-tête indique les unités de temps pertinentes (jours, semaines, mois). Chaque tâche est représentée par une barre horizontale dont la position et la longueur traduisent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet de visualiser :

- La séquence des tâches et leurs dépendances,
- Les dates de début et de fin prévues pour chaque tâche,
- La durée de chaque tâche,
- Les chevauchements ou les éventuelles lacunes entre les tâches,
- L'état d'avancement actuel du projet, en comparant les dates planifiées aux dates réelles.

De manière générale, le diagramme de Gantt offre une vision claire et globale de la planification du projet, ce qui facilite à la fois sa gestion et le suivi de ses différentes étapes.

La méthode PERT est une approche de planification qui a pour objectif de réduire le temps et les coûts liés à la réalisation des projets, tout en optimisant le rendement du travail. La mise en place du réseau nécessite, dans un premier temps, la définition des différentes tâches à accomplir.

Ensuite, vient l'étape du calcul de la durée nécessaire à l'exécution de ces travaux.

La liste des tâches est illustrée dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Liste des opérations et leurs durées pour la construction d'un canal en Gabion.

Opérations	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassements	B	45
Compactage	C	20
Pose du Géotextile	D	20
Pose de gabion	E	140
Pose du dalot	F	15
Travaux de finition et Réaménagement des berges	G	20
Déménagement du chantier	H	15

- La durée totale du projet est de **275 jours**

Le schéma ci-joint représente le réseau de planification des taches par la méthode CPM :

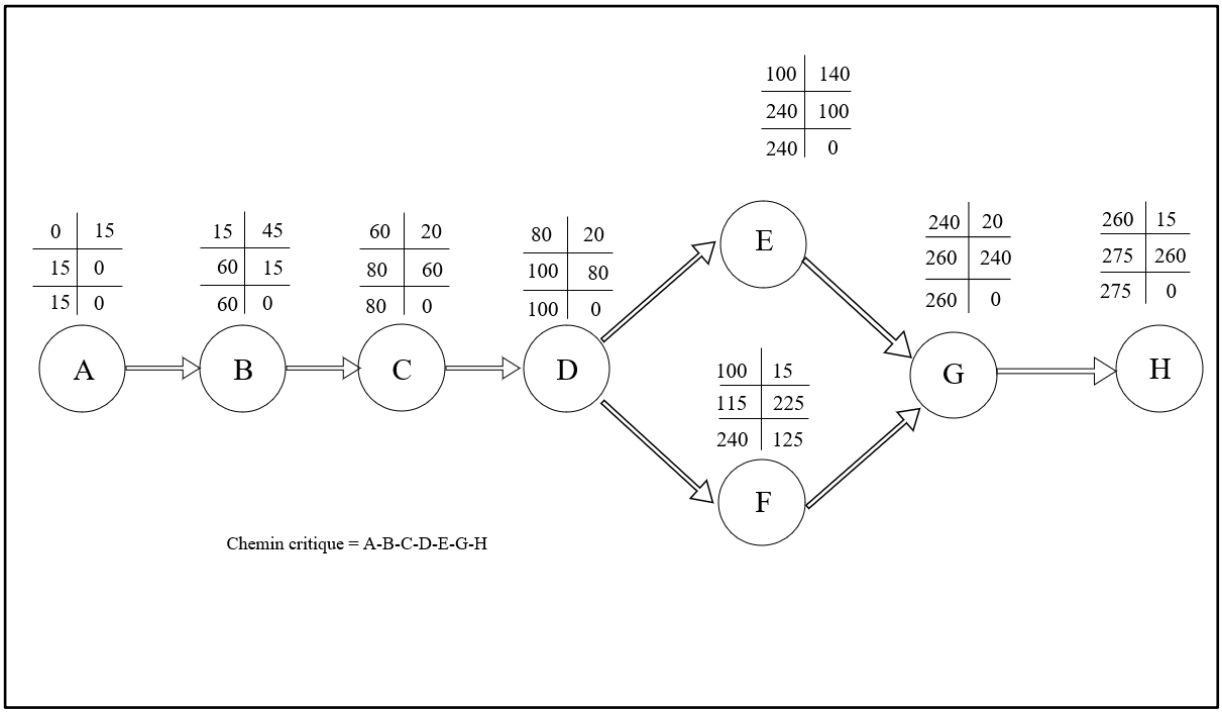


Figure V.3 : Réseau de planification des taches par la méthode CPM

L'illustration suivante présente le diagramme de GANTT :

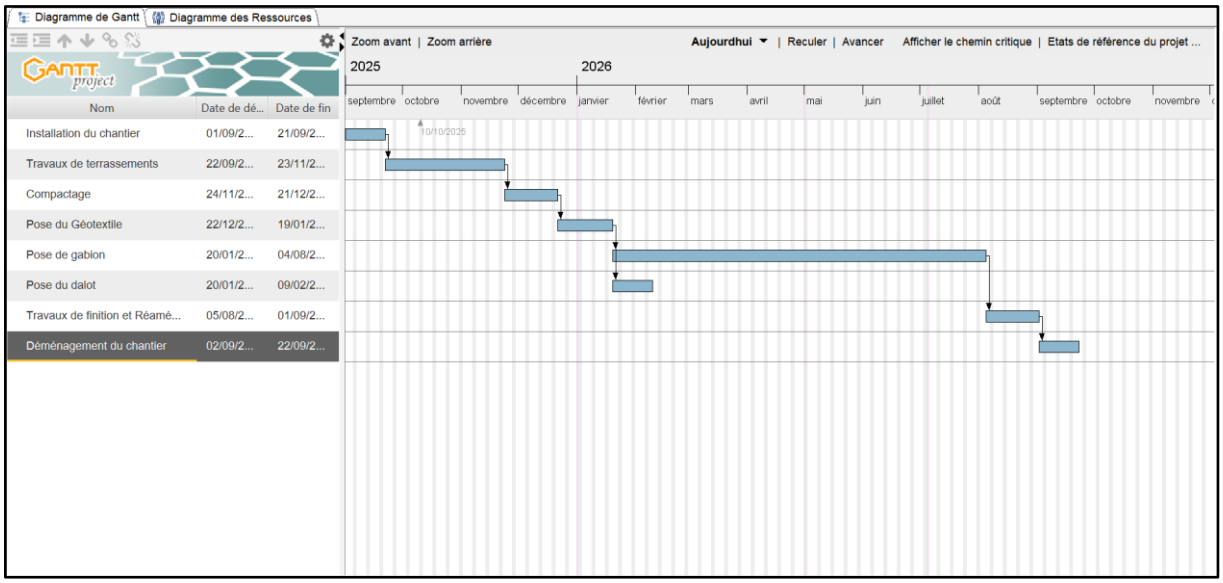


Figure V.4 : Diagramme de GANTT

Conclusion :

En conclusion, la réussite d'un projet dépend avant tout d'une gestion rigoureuse du temps ainsi que d'une coordination optimale des ressources humaines, techniques et matérielles. Le respect des délais et la maîtrise du budget exigent une planification stricte. Le projet d'aménagement de l'Oued Kabani à Chaïba, s'étendant sur 1000 mètres, avec un coût estimé à 136 198 773DA et un délai d'exécution de 275 jours, illustre parfaitement cette nécessité. Une organisation méthodique des ressources, associée à une anticipation des imprévus et à une gestion proactive, demeure essentielle pour garantir l'achèvement du projet sans dépassement de délais ni de coûts.

Conclusion générale

L'étude menée sur l'aménagement de l'Oued Kabani dans la ville de Chaïba s'inscrit dans une démarche de protection contre les inondations et de la gestion durable des ressources en eau. L'analyse des caractéristiques climatiques, topographiques et hydrologiques de la zone a permis de mettre en évidence les causes principales des crues et d'évaluer leurs impacts potentiels. Les simulations hydrologiques et hydrauliques, appuyées par l'utilisation des SIG et du logiciel HEC-RAS, ont fourni des résultats fiables permettant d'identifier les zones vulnérables, de déterminer un débit de projet de 53 m^3/s et de proposer des mesures de prévention adaptées.

Le choix de l'aménagement en gabions, retenu pour la stabilisation des berges et la réduction des risques d'érosion, offre une solution à la fois efficace, économique et durable. L'intégration d'une marge de sécurité supplémentaire garantit une meilleure protection des infrastructures et des populations.

Au-delà des aspects techniques, la réussite d'un tel projet repose sur une planification rigoureuse, une gestion optimisée des ressources et une anticipation proactive des imprévus. Le projet de l'Oued Kabani, d'une longueur de 1 km et d'un coût estimé à 136 198 773DA pour un délai de réalisation de 275 jours, illustre pleinement l'importance de cette organisation méthodique.

En définitive, cette étude constitue une base scientifique et technique solide pour la mise en œuvre d'aménagements hydrauliques adaptés. Elle ouvre également des perspectives intéressantes pour de futurs travaux, qu'il s'agisse de renforcer la résilience face aux crues, d'améliorer la gestion intégrée du bassin versant ou de contribuer à un développement urbain durable et sécurisé. Dans cette optique, l'intégration de solutions fondées sur la nature, telles que la restauration écologique des berges, le reboisement ou l'amélioration du drainage naturel, en complément des ouvrages classiques, ainsi que le renforcement des politiques locales de prévention, apparaît essentielle pour une meilleure résilience du territoire face aux événements hydrologiques extrêmes et pour une gestion durable du risque d'inondation.

Références Bibliographiques

BENLAOUKLI, Bachir. (2004). Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.

BENNIS, Saad. (2004). Hydraulique et hydrologie, 2ème édition.

BODY, K. (1981). Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie.

CHORLEY, R. J., SCHUMM, S. A. & SUGDEN, D. E. (1984). Geomorphology, Londres–New York : Methuen.

DEGOUTTE, (2012). Diagnostic, aménagement et gestion des rivières.

DDT (2012). Guide méthodologique d'évaluation de l'aléa inondation. Direction Départementale des Territoires, France.

EMI. (1999). Méthodes de calcul d'un débit de projet. (s.d.).

FAO (2015). Mapping and assessing ecosystems for flood mitigation : A manual. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome.

FOLMAR, G. J. et al. (2007). Multiple-methods investigation of recharge at a humid-region fractured Rock site, Pennsylvania, USA.

IDRICI, A. (2017). Modélisation et simulation numérique d'écoulement d'eau à surface libre avec HEC-RAS : cas d'oued de Saida.

KIRPICH, Z. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. Civil Engineering, 10(6), 362.

LAVABRE, P. (1993). Crues et inondations. Paris : Éditions Lavoisier.

LENCASTRE, A. (2008). Hydraulique générale.

TOUAÏBIA, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Blida, Algérie.

TOUAÏBIA, Bénina. (2015). Manuel pratique d'hydrologie (2ème Édition).

US Army Corps of Engineers. (2010). HEC-RAS user manual.

US Army Corps of Engineers. (2016). HEC-HMS user manual.

ANNEXES

Annexe N°1

Tableau des valeurs du Khi carré $\chi 2$

α	=0.995	0.99	0.975	0.95	0.90	0.10	0.05	0.025	0.01	0.005
df =1	---	---	0.001	0.004	0.016	2.706	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	0.211	4.605	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	0.584	6.251	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	1.064	7.779	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	1.610	9.236	11.070	12.833	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	2.204	10.645	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	2.833	12.017	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	3.490	13.362	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	4.168	14.684	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	4.865	15.987	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	5.578	17.275	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	6.304	18.549	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	7.042	19.812	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	7.790	21.064	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	8.547	22.307	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	9.312	23.542	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	10.085	24.769	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	10.865	25.989	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	11.651	27.204	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	12.443	28.412	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	13.240	29.615	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	14.041	30.813	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	14.848	32.007	35.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	15.659	33.196	36.415	39.364	42.980	45.559
25	10.520	11.524	13.120	14.611	16.473	34.382	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	17.292	35.563	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	18.114	36.741	40.113	43.195	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	18.939	37.916	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	19.768	39.087	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	20.599	40.256	43.773	46.979	50.892	53.672
40	20.707	22.164	24.433	26.509	29.051	51.805	55.758	59.342	63.691	66.766
50	27.991	29.707	32.357	34.764	37.689	63.167	67.505	71.420	76.154	79.490
60	35.534	37.485	40.482	43.188	46.459	74.397	79.082	83.298	88.379	91.952
70	43.275	45.442	48.758	51.739	55.329	85.527	90.531	95.023	100.425	104.215

Annexe N°2

Coefficient de rugosité de Manning

Valeurs du coefficient n de Manning				
Nature des surfaces	**Etats des parois**			
	Parfait	**Bon**	**Assez bon**	**Mauvais**
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0.033	0.035
Moëllons dressés	0.013	0.014	0.015	0.017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0.011	0.012	0.013	0.015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre droits et uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0.035	0.040	0.045	-
Canaux en terre à larges méandres	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre dragués	0.025	0.0275	0.030	0.033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0.028	0.030	0.033	0.035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0.025	0.0275	0.030	0.033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0.030	0.033	0.035	0.040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0.035	0.040	0.045	0.050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0.040	0.045	0.050	0.055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0.033	0.035	0.040	0.045
6) Idem 4, avec pierres	0.045	0.050	0.055	0.060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0.050	0.060	0.070	0.080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0.075	0.100	0.125	0.150