NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵢⵓⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ 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 de la ville de AIN BOUYAHIA commune de la wilaya de AIN DEFLA contre les inondations (OUED KHOUDJA ,côté EST)

Présenté par :

ABDELOUAHED Nadjib

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
OSMANI El Hadi	M.A.A	Examinateur
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Promoteur

Session : septembre 2025

Dédicase

C’est avec une profonde gratitude et une sincérité authentique que je dédie ce travail à celles et ceux qui ont marqué de manière essentielle mon parcours.

À ma chère mère, **Rokia**, source inépuisable d’amour et de soutien, et à mon père, **Naceur eddine**, modèle de sagesse, de force et d’encouragement. Votre dévouement, vos enseignements et vos sacrifices ont été les piliers de ma réussite et ont tracé le chemin vers ce modeste accomplissement. Pour votre amour inconditionnel, votre patience infinie et votre présence bienveillante tout au long de mes études et de ce projet, vous avez été ma force, mon refuge et ma source d’inspiration. Tout ce que je suis aujourd’hui et tout ce que j’espère devenir demain, je vous le dois.

Je nourris l’espoir de pouvoir, un jour, vous témoigner ma gratitude de manière digne et de vous rendre fiers, en retour de tout ce que vous m’avez offert. Qu’Allah, dans Sa miséricorde, vous accorde santé, bonheur, sérénité et une longue vie épanouie

Je dédie également ce mémoire à ma famille, **Hocine**, **Fatima zahra**, **Asma**, **Abdelhadi**, **Hanane**, **Amina**, **Oussama**

Un remerciement tout particulier à mes amies, Azzedine, Ryane, Abdelhakim, Aymen, Ali, Sohaib, Rafaa, Ahcine, Khalil, Dahmane, Abdelwaheb, Abderahmane pour leur soutien indéfectible, leur présence et leurs encouragements constants tout au long de ce parcours.

À toutes les personnes qui me sont chères, je souhaite exprimer mes plus sincères remerciements. Votre soutien et votre influence positive ont largement contribué à la réalisation de ce travail, que j’ai l’honneur et la joie de partager avec vous**.**

Remerciment

C'est avec un profond sentiment de gratitude que je souhaite remercier celles et ceux qui ont contribué à l'achèvement de ce mémoire.

Je rends grâce au Tout-Puissant de m'avoir accordé la santé et la ténacité indispensables à la réalisation de ce travail.

Je témoigne de ma plus haute considération envers mon encadreur, le Professeur Hadj Sadok Ahmed, pour son guidance experte, son soutien sans faille et la pertinence de ses critiques, qui ont considérablement nourri et amélioré ce mémoire.

J'exprime ma respectueuse gratitude aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce travail, ainsi qu'au corps enseignant et administratif de l'ENSH pour la qualité de la formation dispensée.

Enfin, je ne peux passer sous silence le parcours exigeant qu'a représenté cette recherche. La confrontation à des défis complexes a exigé un dépassement de soi dont je mesure la vale

ملخص

تهدف هذه الدراسة إلى تحديد التدابير الوقائية اللازمة لمدينة عين بويحيى، المعرضة لفيضانات متكررة من نهر خوجة. ويستند النهج المُتبع إلى تحليل شامل لمخاطر الفيضانات، يشمل تقييم المخاطر الهيدرولوجية، وتحديد القضايا الاجتماعية والاقتصادية، وتحليل هشاشة المنطقة. حُددت مناطق السهول الفيضية باستخدام نمذجة هيدروليكية متقدمة باستخدام برامج HEC-RASو HEC-GeoRASو ArcGIS.

وبناءً على ذلك، تم اختيار خيار تطويري، يتمثل في إنشاء قناة جابيون، بعد تحليل تقني واقتصادي مقارن لعدة سيناريوهات. ويُقترح هذا الحل لتعزيز قدرة المدينة على الصمود وضمان سلامة السكان والممتلكات. ويُمثل هذا النهج الاستباقي مساهمة كبيرة في الإدارة المستدامة لمخاطر الفيضانات.

الكلمات المفتاحية:

مناطق الفيضانات، جابيون، HEC-RAS عين بويحيى، وادي خوجة، الحماية من الفيضانات، النمذجة الهيدروليكية، التحليل التقني والاقتصادي

Résume :

Cette étude vise à définir les mesures de protection nécessaires pour la ville de Ain Bouyahia, exposé aux crues récurrentes de l'oued Khoudja. La démarche adoptée repose sur une analyse complète du risque d'inondation, comprenant l'évaluation de l'aléa hydrologique, l'identification des enjeux socio-économiques et l'analyse de la vulnérabilité du territoire. La délimitation des zones inondables a été réalisée à l'aide d'une modélisation hydraulique avancée avec les logiciels ArcGIS, HEC-GeoRAS et HEC-RAS.

Sur cette base, une variante d'aménagement, consistant en la construction d'un canal en gabions, a été retenue après une analyse technico-économique comparative de plusieurs scénarios. Cette solution est proposée pour renforcer la résilience de la ville et garantir la sécurité des personnes et des biens. Cette approche proactive constitue une contribution significative à la gestion durable du risque d'inondation.

Mots-clés : Ain Bouyahia, oued Khoudja, Protection contre les inondations, Modélisation hydraulique, HEC-RAS, Zones inondables, Gabions, Analyse technico-économique

Abstract :

This study aims to define the necessary protective measures for the city of Ain Bouyahia, which is exposed to recurring flooding from the Khoudja River. The approach adopted is based on a comprehensive flood risk analysis, including an assessment of the hydrological hazard, the identification of socioeconomic issues, and an analysis of the territory's vulnerability. Floodplain areas were delineated using advanced hydraulic modeling using ArcGIS, HEC-GeoRAS, and HEC-RAS software.

On this basis, a development option, consisting of the construction of a gabion channel, was selected after a comparative technical and economic analysis of several scenarios. This solution is proposed to strengthen the city's resilience and ensure the safety of people and

property. This proactive approach constitutes a significant contribution to sustainable flood risk management.

Keywords : Ain Bouyahia, Oued Khoudja, Flood protection, Hydraulic modeling, HEC-RAS, Flood zones, Gabions, Technical-economic analysis

SOMMAIRE

Chapitre I : 1
Généralité sur les inondations 1
Introduction : 2
I.1. Aléa, enjeu et vulnérabilité : 2
I.1.1 Aléa : 2
I.1.2 Enjeux : 2
I.1.3 Vulnérabilité : 3
I.1.4 Le risque : 3
I.2 Les inondations : 4
I.3 La crue : 4
I.3.1 Les paramètres d'une crue : 4
I.4 Analyse des risques d'inondation : paramètres clés et facteurs d'impact 5
I.5. Mécanismes des inondations : 6
I.6 Structure et composantes d'un cours d'eau 6
I.7 Différents types d'inondations 7
I.7.1 Les inondations de plaine : 7
I.7.2 Les inondations par remontée de nappe : 8
I.7.3 Les crues torrentielles : 8
I.7.4 Les inondations par ruissellement : 8
I.7.5 Les inondations dues à une rupture de digue : 8
I.7.6 Les inondations marines : 9
I.8 Causes des inondations : 9
I.9 Les conséquences : 10
I.10 Les inondations en Algérie : 10
I.11 Historique des inondations en Algérie : 10
Chapitre II : 13
Présentation de la zone d'étude 13
Introduction 14
II.1 Présentation de la zone : 14
II.2 Climatologie : 15
II.2.1. Température : 16
II.2.2. Le Vent : 17

II.2.3. Précipitations : 18
II.3. Sismicité : 19
Conclusion : 20
CHAPITRE III : 21
ETUDE HYDROLOGIQUE 21
Introduction : 22
III.1 bassin versant : 22
III.1.1 Caractéristiques principales du Bassin versant : 22
III.1.1.1 Caractéristiques géographiques : 22
III.1.1.2 Les caractéristiques morphologiques : 23
III.1.1.3 Caractéristiques géométriques : 24
III.1.2 Caractéristique hydrographique : 28
III.1.3 Etude de réseau hydrographique : 37
III.2 Etude des crues : 46
III.2.1 Présentation de la station hydrométrique dans la zone d'étude : 46
III.2.2 Ajustement de la série des débits et pluies maximales journalières : 48
III.2.3 Choix de la Loi d'ajustement : 53
III.2.4 Estimation des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX : 54
III.2.4 Hydrogramme de crue : 61
CHAPITRE IV 65
Simulation des écoulements Hydrauliques et cartographie des zones inondables au risque. ..65
Introduction 66
IV.1 Caractéristiques des canaux : 67
IV.1.1 Paramètres Hydrauliques : 67
IV.1.2 Paramètres géométriques : 68
IV.3.2 Variable dans l'espace : 70
IV.4 Régime d'écoulement : 71
IV.5 Cours d'eau : 73
IV.4.2 Les canaux artificiels : 73
IV.5 Diagnostic et simulation du cours d'eau naturel : 74
IV.5.1 Sélection du modèle hydraulique : 74
IV.5.2 Présentation du logiciel de simulation HEC-RAS : 74
IV.5.3 Objectif du logiciel HEC-RAS : 75
IV.5.4 Fonctionnement du logiciel HEC-RAS : 76
IV.5.5 Application d'HEC-RAS sur oued khoudja : 76

IV.7 La cartographie du risque de l'inondation : 89
IV.7.2 Carte des vitesses : 91
IV.7.3 Cartes d'alea : 92
Conclusion : 93
Chapitre V : 94
Choix des variantes 94
Introduction : 95
V.1 Présentation des principales orientations : 95
V.1.1 Protection contre les crues : stratégies et méthodes 95
V.1.2 Risque d'érosion : 96
V.2 Calcul hydraulique des canaux : 97
V.2.1 Conditions de l'écoulement uniforme : 97
V.2.2 Formules de calcul : 97
V.2.3 Définition des paramètres hydrauliques : 99
V.3 Étude comparative des variantes d'aménagement : 101
V.3.1 Variante 1 : Canal trapézoïdal en béton armé : 102
V.3.2 Canal en enrochement : 108
V.3.3 Canal en gabion : 115
V.4 Choix de la variante d'aménagement : 120
Conclusion : 121
CHAPITRE VI : 122
Organisation de chantier. 122
Introduction 123
VI.1 Généralités 123
VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet : 125
VI.3 La planification : 126
VI.3.2 Étapes de la planification 126
VI.3.3 Planning des travaux 127
VI.3.4 Techniques de planification 127
VI.3.5 Différentes méthodes basées sur le réseau 129
VI.3.6 Méthode de calcul PERT 129
VI.3.7 Diagramme de Gantt : 131
Conclusion : 134

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Figure I.1 : Combinaisons du risque

Figure I.2 : Hyétogramme et hydrogramme résultant d'un événement pluie-débit

Figure I.3: Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (Source : journal El-MODJAHID)

Figure I.4: Inondation à Ghardaia Octobre 2008 (Source : journal El-WATAN)

Figure I.5: Inondation à El Bayadh Octobre 2011 (Source : journal EL-WATAN)

Chapitre II : présentation de la zone d'étude

Figure II.1 : Localisation de la ville Ain Bouyahia

Figure II.2 : une image satellitaire d'oued Khoudja

Figure II.3 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales

Figure II.4 : Distribution des vitesses du vent

Figure II.5 : Evolution de la pluviométrie mensuelle interannuelles

Figure II.6 : Les zones sismiques d'Algérie selon RPA 2024

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure III.1 : Bassin versant du Oued khoudja

Figure III.2 : Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius K_G

Figure III.3: Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Khoudja EST

FigureIII.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant oued Khoudja est

Figure III.5 : Carte des pentes du bassin versant d'Oued Khoudja EST

Figure III.6 : Carte des courbes des niveaux du bassin versant d'Oued Khoudja EST

Figure III.7 : Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Khoudja EST

Figure III.8: Localisation de la station hydrométrique d'El Ababsa

Figure III.9: graphe d'ajustement par la loi de Gumbel de la station 011715.

Figure III.10 : graphe d'ajustement par la loi de Log Normal de la station 012001.

Figure III.11 : Comparaison entre les Lois ajustement utilisées de la station 011715.

Figure III.12: Graphique d'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

Figure III.13 : Hydrogramme de crue avec une période de retour de 100 ans pour les différentes stations.

Figure III.14 : Hydrogramme de crue du projet de la station pluviometrique de ABADIA 012001

CHAPITRE IV : Simulation des écoulements Hydrauliques et cartographie des zones inondables au risque.

Figure IV.1: schéma simplifie représente la pente.

Figure IV.2 : Coupe transversale d'un canal naturel.

Figure IV.3 : diagramme représente l'Ecoulement permanent (M. HASSANE, 2009/2010).

Figure IV.4 : diagramme représente l'Ecoulement non permanent (M. HASSANE, 2009/2010).

Figure IV.5 : Diagramme représentant les divers types d'écoulements (M. HASSANE, 2009/2010).

Figure IV.6 : Diagramme montrant les différents types de régimes d'écoulement

(M. HASSANE, 2009/2010).

Figure IV.7 : schéma représente un canal Naturel.

Figure IV.8: types des Canaux Artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb,2016).

Figure IV.9 : Interface utilisateur du logiciel HEC-RAS (6.6)

Figure IV.10: TIN (réseau irrégulier triangule) de la zone d'étude.

Figure IV.11: Insertion le fichier de projection.

Figure IV.12: Insertion les données du terrain.

FigureIV.13 : tracé l'axe de l'oued et les limites et les crosse section dans RAS Mapper

Figure IV.14: Définition du tracé d'oued Khoudja et des sections en travers de l'oued.

Figure IV.15: Insertion des valeurs de Manning (terrain naturel).

Figure IV.16: Insertion les données hydrauliques d'Oued Khoudja.

Figure IV.17: Définition des conditions aux limites

FigureIV.18 : Choix de régime d'écoulement

Figure IV.19: Profil en Long du cours d'eau lors d'une crue centennale a l'état naturel.

Figure IV.20: Représentation en 3D

Figure IV.20 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Khoudja

Figure IV.21: profil en travers de la section 263

Figure IV.22: profil en travers de la section 201

Figure IV.23: profil en travers de la section 1282

Figure IV.24: profil en travers de la section 606

Figure IV.25: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance.

Figure IV.26: variation de la vitesse en fonction de la distance.

Figure IV.27: carte des profondeurs d'eau pour une crue centennale.

Figure IV.28: carte des vitesses d'eau pour une crue centennale.

Figure IV.29 : Carte d'alea d'oued Koudja pour la crue centennale.

Chapitre V : Choix de variante

Figure V.1 : Les éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000).

Figure V.2: canal trapézoïdale en béton armé.

Figure V.3: dimensions du canal trapézoïdal en béton armé

Figure V.4 : Profil transversal n°243 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.5 : Profil transversal n°603 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.6 : Profil transversal n°819 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.7 : Profil transversal n°1286 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.8: Les composants structurels d'un canal en enrochement.

Figure V.9: Dimensions du canal trapézoïdal en Enrochement

Figure V.10 : Profil transversal n°243 d'un canal trapézoïdal en enrochement

Figure V.11 : Profil transversal n°603 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.12 : Profil transversal n°819 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.13 : Profil transversal n°1286 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.14 : Canal en enrochement.

Figure V.15 : cage métallique du gabion.

Figure V.16 : Profil transversal n°243 d'un canal trapézoïdal en gabion

Figure V.17 : Profil transversal n°603 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.18 : Profil transversal n°819 d'un canal trapézoïdal en béton

Figure V.19 : Profil transversal n°1286 d'un canal trapézoïdal en béton

CHAPITRES VI : Organisation de chantier.

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

Figure VI.2: Schéma représentatif de la méthode de PERT

Figure VI.3: Réseau de planification des taches par la méthode CPM.

Figure VI.4 : Chronogramme du projet pour la variante de gabionnage avec le logiciel de gantt project

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre II : présentation de la zone d'étude

Tableau II.1 : Températures mensuelle enregistrées à la station

Tableau II.2 : Moyennes mensuelles de la vitesse de vent enregistrées à la station

Tableau II.3 : Répartition des pluies mensuelles interannuelles de la station pluviométrique

Tableau II.4 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.1: Paramètres hydromorphométriques du bassin versant d'Oued Khoudja EST

Tableau III.2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Khoudja EST

Tableau III.3 : caractéristiques altimétriques du bassin versant d'Oued Khoudja EST

Tableau III.4 : Pente moyenne du bassin versant d'Oued Khoudja EST

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

Tableau III.6 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

Tableau III.7 : Résultats des calculs des pentes et du dénivelé spécifique du bassin versant de Oued Khoudja est

Tableau III.8 : Résultats du calcule de temps de concentration

Tableau III.9 : Résultats de calculs de temps de concentration.

Tableau III.10 : Résultat paramètres hydrographiques d'oued Khoudja est

Tableau III.11 : Géomorphologie du bassin versant de l'Oued Khoudja est

Tableau III.12 : caractéristiques de la station hydrométrique (EL Ababsa) (source : ANRH).

Tableau III.13 : Série des débits maximales annuels de la station 011715 (source : ANRH).

Tableau III.14 : Modèles fréquentiels et leur validité.

Tableau III.15: Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel.

Tableau III.16 : Comparaison entre la loi de GUMBEL et l'échantillon.

Tableau III.17 : Résultats d'ajustement par la lo de Log Normal.

Tableau III.18 : Comparaison entre la loi de Log Normal et l'échantillon

Tableau III.19 : Résultats du test du χ^2

Tableau III.20 : Caractéristiques des stations pluviométriques (source : ANRH).

Tableau III.21 : Série des précipitations annuels de la station 012001 (source : ANRH).

Tableau III.22 : Résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières de la station pluviométrique de Abadia 012001 selon la loi de Gumbel.

Tableau III.23 : Résultats des calculs pour la station de EL Abadia, selon les différentes périodes de retour.

Tableau III.24 : Résultats de l'ajustement des stations prises.

Tableau III.25 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ).

Tableau III.26: Débits centennaux en fonction du temps pour la zone d'étude.

CHAPITRE IV : Simulation des écoulements Hydrauliques et cartographie des zones inondables au risque.

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

Tableau IV.2 : classification combinée

Tableau IV.3 : Les principaux éléments Hydrauliques pour toutes les sections (source : Logiciel HEC-RAS).

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

Chapitre V : Choix de variante

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

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

Tableau V.3 : Les intervalles des vitesses pour éviter l'érosion du lit.

Tableau V.4 : Dimensions de l'aménagement en béton armé pour oued Khoudja

TableauV.5 : Résultat de la simulation de l'écoulement d'un de béton

Tableau V.6 : Devis total pour la variante du canal trapézoïdal en béton armé

Tableau V.7 : Dimensions de l'aménagement en enrochement

Tableau V.8 : Résultats de la simulation d'écoulement du canal en Enrochement

Tableau V.9 : Calcul les sections de la variante d'enrochement.

Tableau V.10 : Calcul le volume d'enrochement.

Tableau V.11 : section du géotextile

Tableau V.12 : Estimation du cout pour la variante d'enrochement

Tableau V.13 : dimensions de canal d'aménagement en gabion

Tableau V.14 : Résultats des calculs des paramètres pour le canal de Gabion

Tableau V.15 : Résultats de la simulation d'écoulement du canal en Gabion

Tableau V.16 : Devis de la variante canal en gabion

CHAPITRES VI : Organisation de chantier.

Tableau VI.1: Devis de la variante canal trapézoïdale en Gabion

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

Introduction générale

Les inondations représentent l'un des phénomènes naturels les plus fréquents à l'échelle mondiale (Kvočka et al, 2018) et figurent parmi les catastrophes les plus coûteuses en termes de pertes humaines et de dommages matériels (Fu et al., 2014). Leur gravité et leur fréquence se sont nettement accrues au cours des trois dernières décennies, en particulier dans les pays méditerranéens (Tsakiris et al., 2009). Dans ces régions, elles surviennent généralement à la suite de pluies intenses, brèves et localisées sur de petits bassins versants, entraînant une montée rapide du niveau des eaux (Moramarco et al., 2005).

De nombreux travaux associent l'augmentation de la fréquence de ces événements extrêmes au changement climatique (Ranger et al., 2011), particulièrement marqué dans le bassin méditerranéen (Giorgi, 2006), où les inondations se sont multipliées et ont provoqué de nombreuses catastrophes (Barrera-Escoda et Llasat, 2015). Par ailleurs, les caractéristiques géomorphologiques de cette zone, marquée par des reliefs abrupts le long du littoral, accentuent la probabilité de crues soudaines (*flash floods*) (Anquetin et al., 2010). Ces dernières affectent plus particulièrement les zones côtières, où se concentrent à la fois les populations et les activités humaines (Zope et al., 2015).

L'Afrique du Nord constitue l'une des régions les plus touchées par les inondations, où le nombre de décès enregistrés en Algérie, au Maroc et en Tunisie est deux fois supérieur à celui observé dans des pays européens comme l'Espagne, la France ou l'Italie au cours des dernières décennies (EM-DAT, 2023). Malgré cette forte vulnérabilité, les connaissances scientifiques y demeurent limitées, tant sur l'évolution temporelle des inondations que sur les méthodes régionales d'estimation, ce qui freine la mise en place de stratégies efficaces de prévention et d'atténuation (Boutaghane et al., 2022 ; Loudyi et al., 2022). Cette situation est aggravée par la rareté des données disponibles et la faible densité des réseaux hydrométéorologiques, rendant indispensable le développement de méthodes robustes d'analyse de la fréquence des crues, notamment pour estimer les quantiles dans les sites non jaugés. Ces estimations sont essentielles pour la conception et la protection des infrastructures (barrages, ponts, réseaux urbains), mais aussi pour la sécurité des populations exposées, comme l'ont illustré les inondations meurtrières de Tlemcen et El Bayadh en Algérie, septembre .

Plus largement, la région méditerranéenne, incluant l'Algérie, est identifiée par le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC) comme l'une des 24 zones mondiales les plus vulnérables aux changements climatiques, en raison de l'exposition combinée aux inondations, aux sécheresses et aux incendies de forêt (Llasat et al., 2010 ; Zeroual et al., 2019). Cette vulnérabilité est accentuée dans le nord de l'Algérie par un climat semi-aride à aride, des conditions topographiques contraignantes et des infrastructures d'assainissement insuffisantes.

La ville de Aïn Bouyahiya illustre particulièrement cette fragilité. Située au centre de l'Algérie et traversée à l'est par l'oued Khoudja, elle est régulièrement exposée à des crues torrentielles. Ce cours d'eau menace à la fois des zones urbaines stratégiques et des quartiers résidentiels,

dont certains ont été construits illégalement sans respecter les normes de sécurité. Les épisodes pluvieux intenses y provoquent d'importants dégâts sur les infrastructures, les équipements et les habitations, tout en mettant directement en danger la vie des habitants. De plus, les conditions locales rendent difficiles les opérations d'évacuation et de secours, ce qui accentue les risques humains lors des catastrophes.

Dans ce contexte, la mise en place d'une gestion efficace du risque d'inondation s'avère indispensable. Outre les mesures structurelles classiques, les solutions fondées sur la nature (*Nature-Based Solutions*, NbS) sont de plus en plus préconisées pour renforcer la résilience des territoires et protéger durablement les populations et leurs moyens de subsistance (van Wesenbeeck et al., 2017).

Cette étude vise à évaluer et à proposer des solutions de protection contre les crues de l'oued Khoudja est. En s'appuyant sur une modélisation hydraulique (HEC-RAS, HYFRAN, FLOWMASTER) et une analyse géomorphologique via les Systèmes d'Information Géographique (SIG), elle simule les inondations pour des périodes de retour de 25, 50 et 100 ans.

L'objectif central est d'anticiper les impacts des crues et concevoir des stratégies d'aménagement renforçant la résilience du territoire, dans le respect de l'environnement.

Le présent travail est organisé en six chapitres comme suit :

- **Chapitre 1** : Cadre conceptuel (aléa, vulnérabilité, risque)
- **Chapitre 2** : Présentation de la zone d'étude et de son contexte climatique
- **Chapitre 3** : Analyse physiographique et étude hydrologique (SIG + HYFRAN)
- **Chapitre 4** : Diagnostic par modélisation hydraulique (HEC-RAS) de l'état actuel
- **Chapitre 5** : Conception et optimisation des variantes d'aménagement (FLOWMASTER) avec estimation financière.
- **Chapitre 6** : Organisation, planification et chiffrage des travaux

Chapitre I :

Généralité sur les inondations

Introduction :

En Algérie, les inondations constituent l'un des risques naturels les plus fréquents et les plus meurtriers. Elles sont provoquées par des pluies diluviennes, le débordement des oueds, mais aussi par des facteurs liés à l'activité humaine comme l'urbanisation anarchique, l'absence d'entretien des réseaux d'assainissement et la déforestation. Le changement climatique accentue également la fréquence et l'intensité de ces épisodes. Les conséquences sont souvent dramatiques : pertes en vies humaines, dégâts matériels considérables, destruction de routes, habitations et terres agricoles, ainsi que la propagation de maladies liées aux eaux stagnantes. Les récentes crues qui ont touché plusieurs wilayas (Djelfa, Tipaza, Biskra, Ouled Djellal, etc.) illustrent la vulnérabilité croissante du pays face à ce phénomène, malgré les efforts de prévention mis en place par les autorités.

I.1. Aléa, enjeu et vulnérabilité :

I.1.1 Aléa :

Un aléa désigne un phénomène naturel ou physique dont l'occurrence et l'intensité échappent en grande partie au contrôle humain, comme une inondation, un cyclone, un glissement de terrain, une éruption volcanique, un séisme ou un tsunami. Toutefois, il ne devient un risque que lorsqu'il concerne des enjeux humains, économiques ou environnementaux vulnérables. Ainsi, un typhon touchant un atoll désert du Pacifique ne constitue pas un risque, alors qu'un cyclone frappant une zone habitée, comme l'île de La Réunion, représente un risque majeur avec de lourds dommages potentiels. Selon le MEDD (2004), le MEEDDAT (2008) et Lacina (2012), l'aléa se caractérise par son caractère aléatoire, sa nature incontrôlable et sa variabilité en intensité (ex. pluies intenses, cyclones, inondations). Sur un territoire donné, il reste plus ou moins probable et fortement marqué par l'incertitude, tant sur son déclenchement que sur ses modalités. L'analyse scientifique d'un aléa consiste à en étudier la nature, l'intensité et la probabilité d'occurrence. Certains aléas climatiques peuvent être anticipés grâce aux cycles et modèles météorologiques, contrairement aux aléas sismiques dont la prévision demeure beaucoup plus incertaine

I.1.2 Enjeux :

En géographie des risques, vous devez comprendre que les enjeux regroupent l'ensemble des personnes, des biens matériels, des infrastructures, des activités ainsi que des éléments du patrimoine culturel ou environnemental qui peuvent être menacés par un aléa naturel ou d'origine humaine, comme une inondation. Ils ne sont étudiés que lorsqu'ils présentent une certaine vulnérabilité face à ces aléas. C'est pourquoi, dans les plans de prévention des risques (PPR), vous distinguez clairement les enjeux, qui représentent une valeur essentielle pour la société, de la vulnérabilité, qui correspond au degré d'impact que peut avoir l'aléa (Direction Départementale des Territoires et de la Mer Nord, 2011).

I.1.3 Vulnérabilité :

La vulnérabilité correspond à la sensibilité des populations, des infrastructures et des activités lorsque vous les situez dans une zone exposée à un aléa (Lacina, 2012). Elle exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles qu'un phénomène naturel peut avoir sur les enjeux, qu'il s'agisse de dommages matériels, de pertes humaines ou encore de l'interruption d'un service (PPRNi de l'Yzeron, 2012). En d'autres termes, la vulnérabilité vous permet d'évaluer dans quelle mesure un système socio-spatial peut être affecté par un aléa et de quantifier ce qui risque d'être perdu.

I.1.4 Le risque :

Le risque peut être défini comme la combinaison entre la probabilité de survenue d'un événement, appelé aléa, et l'importance des pertes potentielles qu'il peut provoquer sur les enjeux (Dauphiné, 2001 ; Léone et al., 2010 ; Cariolet et al., 2012). Autrement dit, il correspond à l'association entre la fréquence d'un phénomène et la gravité de ses conséquences (USGS). Selon Luhmann (1993), vous devez distinguer le risque du danger : le danger existe indépendamment, alors que le risque suppose une prise de décision et donc une part de responsabilité assumée ou non par la société.

L'Institut Français de l'Environnement (IFEN, 2002) précise que le risque est lié à un aléa d'origine naturelle ou anthropique dont les effets prévisibles peuvent concerner un grand nombre de personnes, engendrer des dommages importants et dépasser les capacités de réaction des instances concernées. Le risque est qualifié de « naturel » lorsque l'aléa est d'origine naturelle (Pigeon et al., 2002). Toutefois, vous devez retenir que la vulnérabilité face à ces risques dits « naturels » est largement un construit social, car elle dépend des choix d'aménagement, de l'organisation des sociétés et de leur préparation face aux aléas.



Figure I.1 : Combinaisons du risque

I.2 Les inondations :

L'inondation représente l'un des risques naturels majeurs. Elle se manifeste par la submersion, plus ou moins soudaine, d'une zone normalement hors d'eau, souvent habitée, avec des variations dans la hauteur des eaux et la vitesse du courant. Pour Xavier L. et Jean P., « l'inondation correspond à la submersion (rapide ou progressive) d'un espace, parfois occupé par l'homme, causée par le débordement des eaux lors d'une crue. Une crue désigne l'accroissement du débit d'un cours d'eau, dépassant significativement son débit moyen, ce qui entraîne une montée des eaux ».

L'intensité d'une inondation, en un lieu précis, s'évalue principalement selon trois critères : la hauteur de submersion, sa durée et la vitesse du courant.

Selon le Ministère de l'Écologie et du Développement Durable (2004a, p.3), le risque d'inondation résulte de deux facteurs : « l'eau qui quitte son lit naturel et l'homme qui s'implante dans des zones inondables en y développant infrastructures, habitations et activités ». Ainsi, plus les enjeux humains et économiques sont importants, plus le niveau de risque augmente

I.3 La crue :

Une crue correspond à une hausse temporaire et rapide du débit d'un cours d'eau. Elle se définit par quatre paramètres clés :

- Le débit.
- La hauteur d'eau.
- La vitesse d'écoulement.
- La durée.

I.3.1 Les paramètres d'une crue :

Une crue se décrit à travers quatre paramètres fondamentaux :

- **Le temps de concentration** : durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin versant parvienne jusqu'à l'exutoire.
- **La pointe de crue** : débit maximal atteint lors de l'événement, accompagné de la durée de la période critique.
- **La courbe de tarissement** : phase correspondant au retour progressif du niveau de la rivière à son état normal après la crue.
- **La période de retour** : probabilité annuelle d'occurrence d'une crue donnée ; ainsi, une crue centennale présente une chance de 1 sur 100 de se produire au cours d'une année

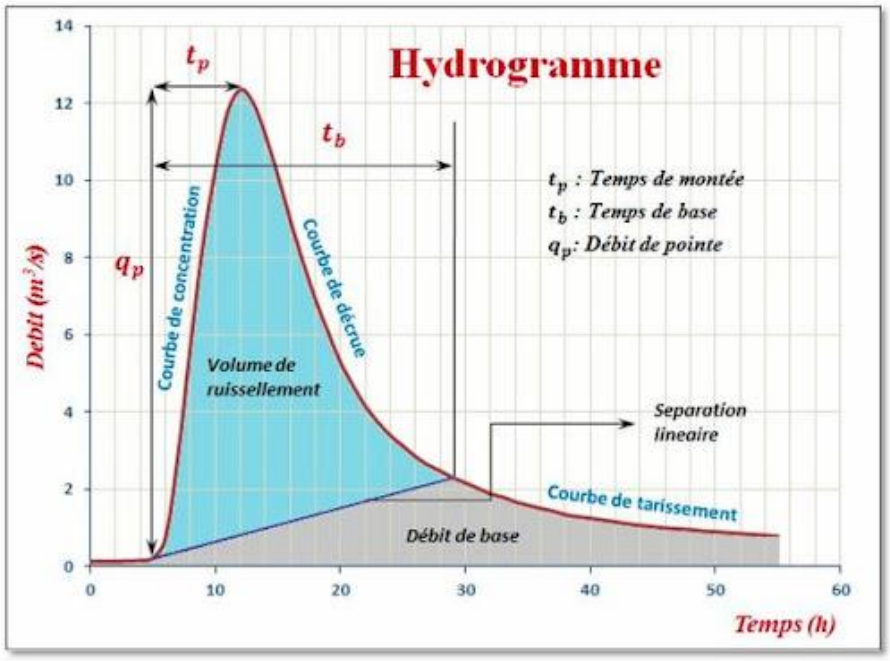


Figure I.2 : Hyétogramme et hydrogramme résultant d'un événement pluie-débit

I.4 Analyse des risques d'inondation : paramètres clés et facteurs d'impact

L'évaluation du risque inondation s'appuie sur des indicateurs hydrologiques essentiels :

- La période de retour : reflète la probabilité d'apparition d'une crue d'intensité déterminée

- Les caractéristiques hydrauliques : (hauteur, durée et vitesse d'écoulement)

- La torrentialité : fonction de l'intensité et de la concentration des précipitations sur le bassin versant

Les conditions d'apparition des crues intègrent également :
- La variabilité spatio-temporelle des précipitations
- Les processus d'évapotranspiration
- Les propriétés d'infiltration des sols
- La dynamique des écoulements souterrains et de surface

Facteurs aggravants des dommages :
- Amplitude et persistance de la submersion
- Energie des écoulements (vitesse)
- Charge solide transportée
- Dégradation des berges

I.5. Mécanismes des inondations :

Les inondations sont conditionnées par divers **facteurs physiques**, parmi lesquels :

- **Le régime des précipitations**, incluant leur répartition spatiale, leur fréquence et leur intensité ;
- **Le relief**, qui détermine la morphologie et la pente du bassin versant ;
- **La taille du bassin versant**, correspondant à l'étendue de la surface de collecte des eaux ;
- **L'état des sols**, défini par leur perméabilité, leur capacité d'infiltration et leur degré d'humidité.

À ces éléments naturels s'ajoutent des **facteurs aggravants** liés aux activités humaines, tels que :

- **L'usage et l'occupation des sols**, notamment l'urbanisation et l'implantation d'infrastructures en zones inondables ;
- **Les aménagements du territoire**, qui modifient les dynamiques naturelles des écoulements ;
- **Le manque d'entretien des cours d'eau**, résultant en une accumulation de dépôts et une diminution de leur capacité d'écoulement

I.6 Structure et composantes d'un cours d'eau

Le cours d'eau se structure naturellement selon trois zones distinctes, façonnées par son régime hydrologique :

1. Le lit mineur

- Chenal principal emprunté par les écoulements normaux
- Concerne les débits d'étiage comme les crues fréquentes

2. Le lit moyen

- Zone de transition comportant la ripisylve (végétation riveraine)
- Peut évoluer en forêt alluviale sur plusieurs centaines de mètres
- Espace tampon entre le lit mineur et majeur

3. Le lit majeur

- Vaste plaine inondable délimitée par les crues exceptionnelles
- Comprend deux sous-zones lors des inondations :
    - Zone d'écoulement (courant rapide près du lit mineur)
    - Zone de stockage (accumulation des eaux à faible vitesse)

- Toute occupation humaine y représente une emprise sur l'espace fluvial

Éléments caractéristiques :

- **Berges** : Talus séparant lit mineur et majeur
- **Rives** : Interface terre-eau, soumise à la dynamique fluviale
- **Ripisylve** : Écosystème riverain aux fonctions multiples :
    - Régulation naturelle des crues
    - Rôle écologique essentiel
    - Protection des berges contre l'érosion

I.7 Différents types d'inondations

Les inondations peuvent être classées en fonction de leur origine ou de l'événement déclencheur. On distingue principalement :

- Les inondations de plaine.

- Les inondations par remontée de nappe.

- Les crues torrentielles

- Le ruissellement en milieu urbain ou rural.

- Les inondations dues à une rupture de digue.

- Les inondations marines.

Dans les quatre premiers cas, la pluie constitue la cause principale, et les débordements surviennent généralement à partir des cours d'eau (fleuves et rivières). Ces phénomènes se différencient selon leur cinématique :

Inondations à dynamique lente : elles résultent de crues caractérisées par une montée progressive du niveau d'eau, comme les inondations de plaine ou celles liées à la remontée de nappe.

Inondations à dynamique rapide : elles se produisent à la suite de crues soudaines et violentes, telles que les crues torrentielles ou le ruissellement intense

I.7.1 Les inondations de plaine :

Les inondations de plaine résultent généralement de précipitations océaniques prolongées, d'intensité modérée, affectant des bassins versants moyens à vastes (> 500 km²) caractérisés par des sols à faible réactivité hydrologique. Elles se manifestent par un débordement progressif du cours d'eau hors de son lit mineur vers le lit majeur, entraînant une submersion durable des zones inondables, en particulier dans les terrains mal drainés. Leur

dynamique, de nature lente, peut s'étendre sur plusieurs semaines. Les impacts observés sont essentiellement corrélés à la hauteur et à la durée de submersion

I.7.2 Les inondations par remontée de nappe :

Les inondations par remontée de nappe correspondent à des débordements indirects résultant de l'affleurement de la nappe phréatique en surface et/ou de l'infiltration d'eau dans les réseaux d'assainissement (Merabet, 2006). Ce type de phénomène engendre divers désordres, tels que des remontées d'eau sous les bâtiments, l'ennoyage d'ouvrages souterrains, des tassements de remblais, des glissements de terrain, ainsi que des perturbations affectant les réseaux publics et des pressions exercées sous les constructions (Boubchir, 2007)

I.7.3 Les crues torrentielles :

Les crues torrentielles sont des phénomènes soudains et violents liés à des pluies intenses et localisées. Elles se produisent surtout dans les zones montagneuses et méditerranéennes, sur de petits bassins versants à fortes pentes. Leur dynamique rapide entraîne un transport massif de matériaux solides et une modification importante du lit fluvial. Les dommages résultent principalement de la vitesse des écoulements, renforcés par les sédiments charriés (Ledoux, 2006)

I.7.4 Les inondations par ruissellement :

Les inondations par ruissellement se manifestent à travers des mécanismes physiques distincts selon le contexte spatial dans lequel elles se produisent, qu'il soit rural, périurbain ou urbain. Néanmoins, elles présentent des caractéristiques communes, à savoir une survenue soudaine, une durée brève et une forte imprévisibilité, ce qui complique leur gestion en période de crise. Ces phénomènes, généralement circonscrits, affectent principalement de petits bassins versants (Ledoux, 2006).

En milieu urbain, le ruissellement pluvial constitue une source majeure d'inondations lorsque les conditions favorisent l'accumulation rapide des eaux : imperméabilisation accrue des sols, réduction du couvert végétal, accentuation des pentes et intensité marquée des précipitations. Bien que ce phénomène relève d'un processus naturel difficilement évitable, il peut être exacerbé par les interventions anthropiques, accentuant ainsi les risques et les dommages potentiels (Merabet, 2006).

I.7.5 Les inondations dues à une rupture de digue :

Dans les cours d'eau endigués, les inondations surviennent principalement par débordement ou rupture de digue, exposant fortement les zones proches de l'ouvrage. Lorsque la crue excède la capacité de rétention, le cours d'eau peut envahir sa plaine alluviale comme en l'absence d'aménagement. L'accumulation de végétaux arrachés accentue les risques en obstruant les ponts, tandis que la rupture d'embâcles peut générer une onde de submersion en aval. Les ouvrages aux piles étroites sont particulièrement vulnérables, pouvant conduire à leur submersion, à des dommages majeurs, voire à leur destruction totale.

I.7.6 Les inondations marines :

Les débordements marins désignent les inondations temporaires des zones côtières résultant principalement de conditions météorologiques extrêmes, telles que de fortes dépressions atmosphériques et des vents marins violents. Ils se traduisent par l'intrusion d'eau salée, dont le caractère corrosif accentue les dommages. Ces phénomènes peuvent être liés à des raz-de-marée ou des tsunamis 'rares mais particulièrement destructeurs', à des tempêtes accompagnées de vents et de précipitations intenses, ou encore à la défaillance des ouvrages de protection littorale. Les secteurs les plus exposés sont généralement les zones dépressionnaires situées le long du littoral.

I.8 Causes des inondations :

Causes naturelles :

- Précipitations exceptionnelles (intenses et durables).
- Fonte rapide des neiges ou des glaciers.
- Débordement des cours d'eau dépassant leur capacité d'écoulement.
- Submersion marine liée aux tempêtes, raz-de-marée ou tsunamis.
- Saturation des sols en eau réduisant leur capacité d'infiltration.

Causes anthropiques directes :

- Urbanisation en zones inondables et étalement urbain non maîtrisé.
- Imperméabilisation des sols (routes, parkings, surfaces bétonnées).
- Rectification, recalibrage ou endiguement des cours d'eau.
- Construction d'ouvrages hydrauliques, drainage et irrigation intensifs.
- Déforestation et disparition des zones humides qui limitaient naturellement les crues.
- Mauvais entretien ou insuffisance des réseaux d'évacuation des eaux pluviales.

Causes anthropiques indirectes :

- Pollution atmosphérique contribuant au dérèglement climatique.
- Réchauffement climatique entraînant :
    - La fonte des glaciers polaires,
    - L'élévation du niveau des mers et des cours d'eau,
    - L'intensification des événements extrêmes (cyclones, tempêtes, pluies diluviennes

I.9 Les conséquences :

Les inondations constituent un phénomène qui touche la quasi-totalité des pays, avec des répercussions variables selon les régions. Leurs conséquences se manifestent dans plusieurs domaines :

- **Santé et vie humaine** : elles peuvent causer des pertes en vies humaines, favoriser l'apparition de maladies hydriques et perturber le fonctionnement des services de santé.
- **Secteur socio-économique** : elles entraînent la destruction d'infrastructures, la perte de biens matériels, l'interruption des activités économiques et génèrent des coûts élevés de réparation et de reconstruction.
- **Environnement** : elles favorisent l'érosion des sols, la dégradation des habitats naturels et la contamination des eaux et des sols.

I.10 Les inondations en Algérie :

L'Algérie, à l'instar de nombreux pays à travers le monde, est régulièrement confrontée à des crues et des inondations dont les conséquences peuvent être particulièrement catastrophiques. Ces phénomènes représentent une contrainte majeure pour les activités humaines et constituent un frein notable au développement économique et social. Plusieurs régions du pays demeurent fréquemment exposées à ces aléas naturels, dont les impacts sont souvent exacerbés par divers facteurs aggravants. Ces événements entraînent régulièrement d'importants dégâts humains et matériels ; toutefois, ils ne sont pas systématiquement liés à des conditions météorologiques exceptionnelles. En effet, nombre d'entre eux surviennent à la suite de simples épisodes pluvieux saisonniers, parfois ordinaires, mais suffisants pour provoquer des inondations dévastatrices

I.11 Historique des inondations en Algérie :

L'Algérie a connu plusieurs inondations majeures au cours des dernières décennies, révélant la combinaison de facteurs naturels et anthropiques.

- **Inondations de Bab El Oued (Alger, 2001)** :
  Cet événement dramatique, qui a causé plus de 700 morts, a été déclenché par des précipitations exceptionnelles tombées en quelques heures. La catastrophe a été aggravée par l'urbanisation anarchique dans les lits d'oueds, l'insuffisance des réseaux d'évacuation et la présence d'habitations précaires sur des zones à risque (ONM, 2002 ; Boudjemaa, 2005).



Figure I.3: Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (Source: journal El-MODJAHID)

- **Inondations de Ghardaïa (2008 et 2015)** :
  Dans cette région saharienne, les crues soudaines de l'oued M'zab sont liées à des pluies torrentielles sur un milieu désertique, peu apte à absorber l'eau. Les constructions dans le lit majeur de l'oued et l'expansion urbaine rapide ont considérablement amplifié les dégâts matériels et humains (Benmohammadi et al., 2016).



Figure I.4: Inondation à Ghardaia Octobre 2008 (Source: journal El-WATAN)

- **Inondations de El Bayadh (2008)** :
  Les fortes pluies ont submergé plusieurs quartiers, causant des pertes humaines et des dégâts matériels importants. La mauvaise conception des réseaux de drainage et l'absence de systèmes de protection adaptés expliquent l'ampleur des impacts (DPC, 2009).



Figure I.5: Inondation à El Bayadh Octobre 2011 (Source : journal El-WATAN)

- **Inondations de Tizi Ouzou (2012)** :
  Cet épisode illustre le rôle des pentes montagneuses et de l'érosion des sols. Les pluies intenses ont entraîné des coulées de boue et des glissements de terrain, accentués par la déforestation et la dégradation des sols agricoles (Cherif et al., 2013).
- Inondations de Jijel et Skikda (2019) :
  Ces inondations résultent de pluies violentes dans des zones fortement urbanisées. L'occupation des berges d'oueds, associée à un réseau de drainage saturé, a provoqué la submersion rapide de plusieurs quartiers (APS, 2019).
- Inondations de Béchar (2020) :
  Dans cette wilaya saharienne, les crues ont été favorisées par les orages soudains, l'imperméabilisation croissante des sols urbains, et l'absence de barrages de rétention adaptés aux zones arides (ANRH, 2021).

Conclusion :

Une crue se caractérise par une montée anormale des eaux d'un cours d'eau, dont la gravité dépend des conditions locales et de la temporalité du phénomène. Si ses conséquences sont souvent atténuées en milieu naturel, elles deviennent imprévisibles et potentiellement dévastatrices en zone urbaine, où les pertes humaines et les destructions matérielles peuvent atteindre une ampleur considérable. Cette complexité fait de la gestion des inondations un défi majeur, nécessitant une intervention multisectorielle pour mieux en comprendre les causes, évaluer les risques et mettre en place des stratégies de mitigation efficaces afin de réduire la vulnérabilité des territoires exposés.

Chapitre II :

Présentation de la zone d’étude

Introduction

La conception d'un système de défense contre les inondations nécessite une évaluation préalable du risque fondée sur des paramètres clés tels que la localisation, le climat, la topographie et la densité de population. Sur la base de ce diagnostic, ce chapitre a pour objet la caractérisation générale du bassin versant à l'étude. L'analyse systématique de ses attributs géographiques et physiographiques incluant l'altitude, la pente, la morphologie et la lithologie, permet de modéliser les processus hydrologiques à l'œuvre et d'évaluer la vulnérabilité du bassin face aux phénomènes de crue.

II.1 Présentation de la zone :

La commune d'Aïn Bouyahia est située à environ 18,4 km à l'ouest du chef-lieu de la wilaya d'Aïn Defla. Son territoire se caractérise par un relief de collines relativement peu accidentées, en transition avec les contreforts du Djebel Zaccar. La commune couvre une superficie de 126,7 km², composée à la fois de zones urbaines et de peuplements forestiers. Elle est limitée au nord par les communes d'El Hamamda et de Tacheta, à l'ouest par El Abadia, au sud par El Attaf et Rouina, et à l'est par El Amra. Ces caractéristiques géographiques et administratives définissent le cadre de notre étude, qui porte sur la mise en place de dispositifs de protection contre les inondations dans cette région



Figure II.1 : Localisation de la ville Ain Bouyahia



Figure II.2 : Image satellitaire d'Oued Khoudja

II.2 Climatologie :

La climatologie constitue un élément déterminant dans l'analyse des processus hydrologiques, dans la mesure où elle éclaire les interactions entre les conditions atmosphériques et la dynamique des écoulements. L'étude des paramètres météorologiques en particulier les précipitations, les températures, la circulation des vents, ainsi que les phénomènes extrêmes tels que le sirocco (vent chaud et sec) ou les épisodes de gel s'avère indispensable pour apprécier la vulnérabilité d'un territoire face aux aléas hydrologiques.

Dans le cadre de la présente recherche, les données climatologiques mobilisées proviennent d'organismes institutionnels spécialisés. L'Office National de la Météorologie (ONM) fournit les relevés relatifs aux températures, à la vitesse du vent et à l'évaporation, tandis que l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) assure la collecte des données pluviométriques à l'échelle régionale. L'exploitation conjointe de ces informations permet d'appréhender les variations saisonnières, d'identifier la fréquence des précipitations intenses et d'évaluer leur impact sur le fonctionnement du réseau hydrographique de Ain bouyahia. L'objectif de cette section est ainsi de mettre en évidence l'influence des facteurs climatiques sur la genèse et l'amplification du risque d'inondation.

II.2.1. Température :

Bien que les relevés de température disponibles pour le bassin versant soient limités, certaines observations pertinentes peuvent être dégagées, en particulier concernant la saison sèche. Celle-ci, en influençant l'évapotranspiration, est un facteur majeur du déficit d'écoulement. Sa durée prolongée expose les sols aux effets de la température, accélérant la désagrégation des formations superficielles et les rendant ainsi plus vulnérables à l'érosion. Faute de données précises provenant des stations locales, l'analyse s'appuie sur les enregistrements de la station la plus proche. Le tableau ci-dessous, qui synthétise les températures mensuelles minimales, moyennes et maximales sur une période de 36 ans (1986-2022), offre une vue d'ensemble des variations climatiques et des tendances thermiques de la région sur plusieurs décennies

Le tableau suivant présente une synthèse des températures mensuelles (minimales, moyennes et maximales) enregistrées sur la période 1986-2022, offrant une perspective à long terme sur les variations et les tendances climatiques régionales :

Tableau II.1 : Températures mensuelle enregistrées à la station

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**
Tmin (C°)	11	7.6	5.6	22	12.4	12	11.5	4.4	9.6	16.4	19	17
Tmoy (C°)	30.9	19.4	13.1	12.2	10	12.4	14.6	16	23.3	30	32.3	29.7
Tmax (C°)	44	33.6	28.4	24	23.6	26	27.4	31.2	39.6	45	49	43.6

Avec :

Tmin : Température minimale mensuelle (C°).

Tmoy : Température moyenne mensuelle (C°).

Tmax : Température maximale mensuelle (C°).

Sur la période 1986-2022, le climat se caractérise par des extrêmes saisonniers prononcés : des minimales hivernales descendant à 2,4 C° en février contrastent avec des maximales estivales pouvant frôler les 49 C° en juillet et août. La moyenne annuelle, tempérant cette amplitude, s'établit à 20,3 C°

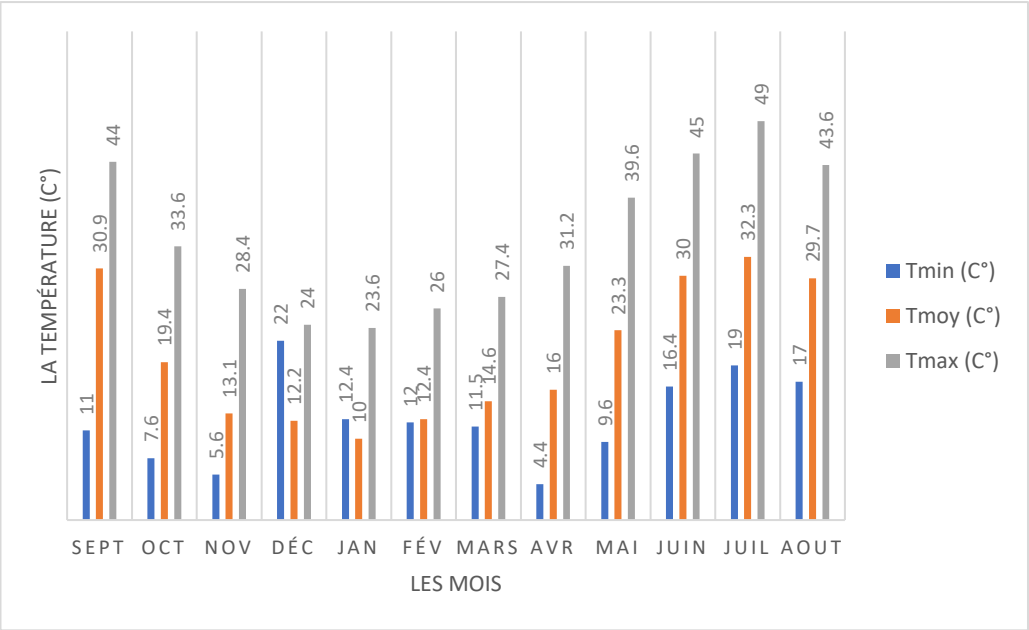


Figure II.3 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales

II.2.2. Le Vent :

La caractérisation du régime des vents incluant la répartition mensuelle de leur vitesse, fréquence et direction constitue un paramètre fondamental pour la conception infrastructurelle et les modélisations hydrauliques. Les données recueillies sur ce sujet, couvrant la période 1986-2022, sont synthétisées dans le tableau ci-contre.

Le tableau ci-après synthétise les vitesses moyennes du vent enregistrées à la station de référence sur la période 1986-2022 :

Tableau II.2 : Moyennes mensuelles de la vitesse de vent enregistrées à la station

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vent moy (Km/h)	2.96	3.22	3.15	2.65	1.63	2.68	4.2	3.00	2.32	2.92	3.36	4.68

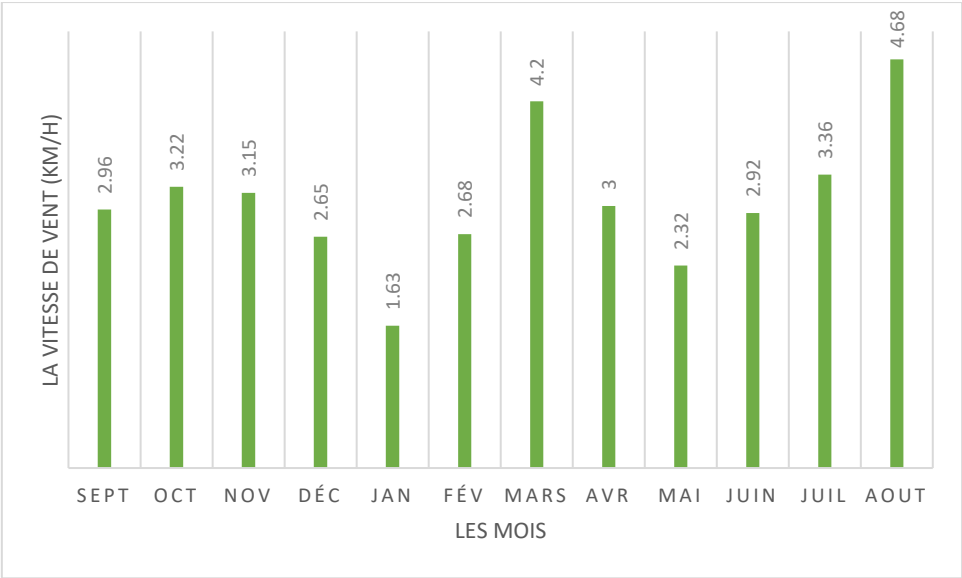


Figure II.4 : Distribution des vitesses du vent

II.2.3. Précipitations :

Les précipitations désignent l'ensemble des apports en eau d'origine météorologique recueillis par un bassin versant ou une surface donnée. La hauteur de précipitation correspond à l'épaisseur de la lame d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale si l'intégralité des précipitations se déposait sous forme liquide.

Le tableau II.3 ci-après présente les précipitations relevées à la station d'El Abadia sur une période de 40 ans :

Tableau II.3 : Répartition des pluies mensuelles interannuelles de la station pluviométrique

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**
Pv (mm)	19.4	28.1	51.6	47.9	50.6	54.8	44.3	36.1	25.9	9.9	2.6	4.7

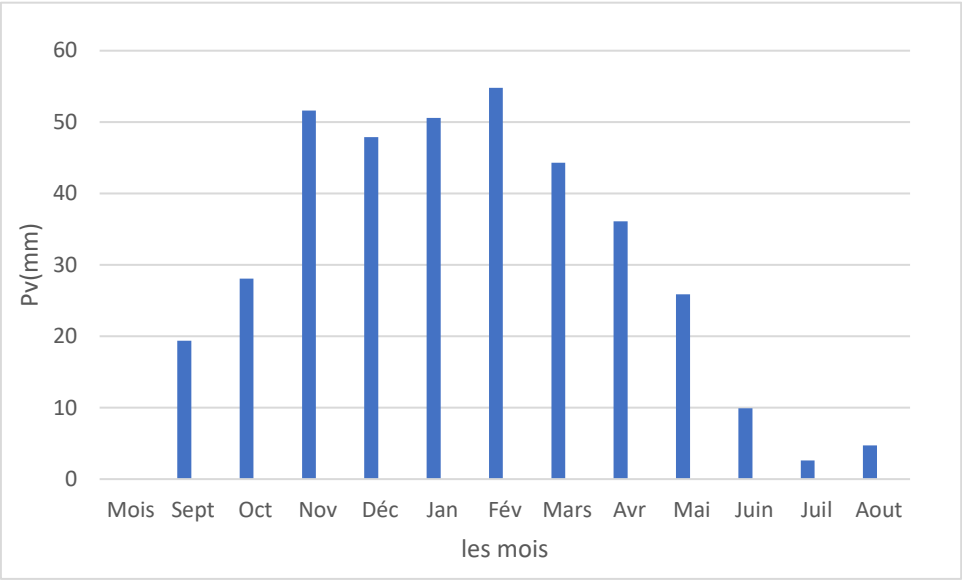


Figure II.5 : Evolution de la pluviométrie mensuelle interannuelles

II.3. Sismicité :

La sismicité en Algérie, induite par la convergence des plaques africaine et eurasienne, est significative. L'historique sismique du pays recense plusieurs événements majeurs aux conséquences destructrices. Une cartographie réglementaire définit l'aléa sismique à travers un découpage du pays en cinq zones, reflétant un niveau de danger croissant (Figure II.6) :

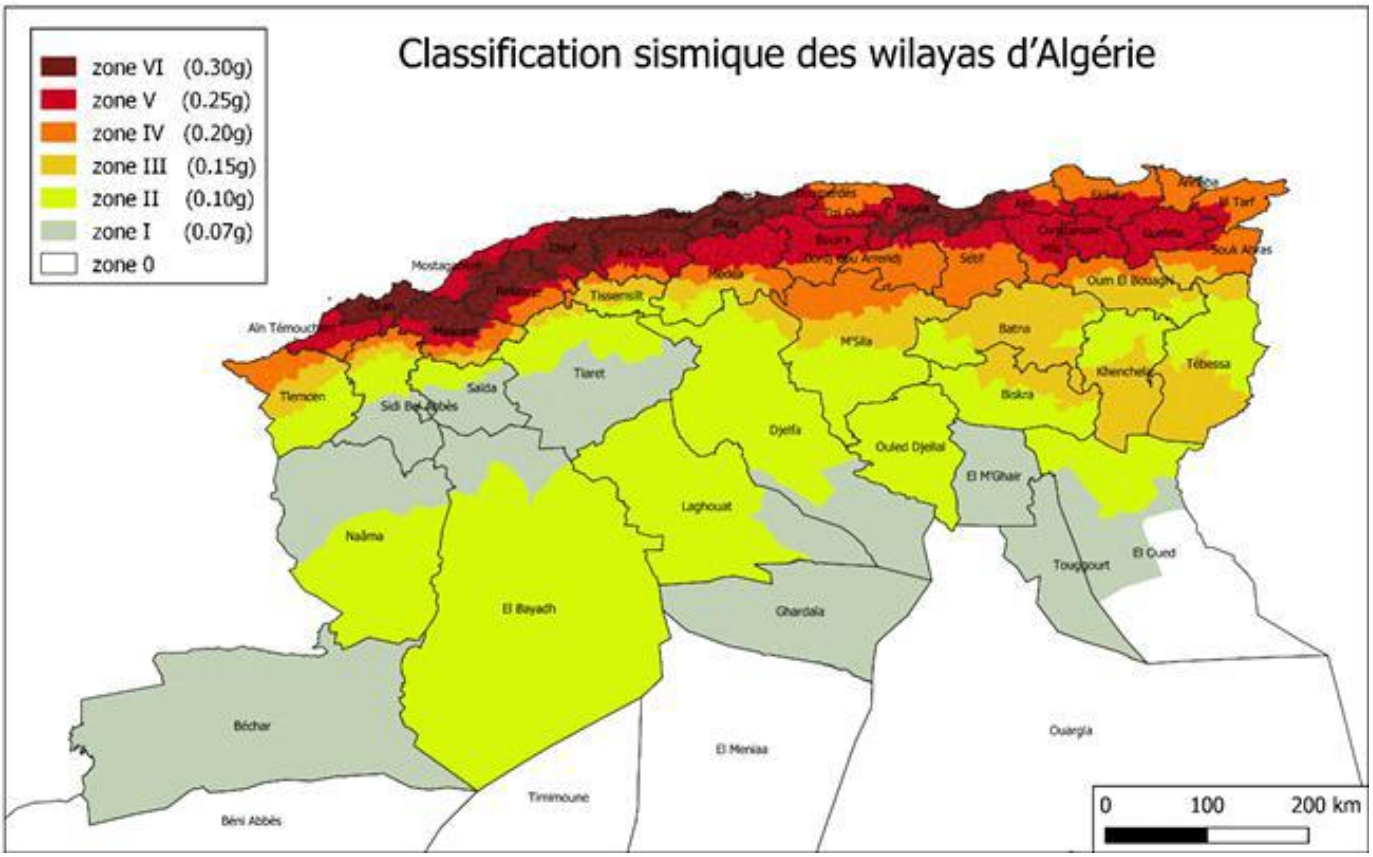


Figure II.6 : Les zones sismiques d'Algérie selon RPA 2024

• Zone 01 : risque quasi inexistant,

• Zone 02 : risque faible,

• Zones 03 et 04 : risque modéré,

• Zone 05 : risque significatif.

Le zonage sismique représenté sur la figure précédente situe le secteur de Ain Boyahia au sein de la zone 04, ce qui correspond à un niveau d'aléa sismique modéré. Le tableau II.4 présente la valeur de l'accélération correspondante.

Tableau II.4 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Conclusion :

Ce chapitre introductif dresse un portrait complet de la zone d'étude sous ses multiples facettes, en particulier climatiques et topographiques. Cette caractérisation est essentielle pour identifier l'origine des inondations, qu'elles proviennent des oueds, des plaines ou de leur combinaison. Elle aide également à anticiper le comportement des crues et à évaluer les impacts potentiels, fournissant ainsi une base cruciale pour orienter les actions préliminaires avant le lancement d'études hydrologiques et hydrauliques approfondies.

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie est une examine scientifique qui étudie le comportement de l'eau dans l'environnement, que ce soit à superficielles ou souterraines, ainsi que leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques. Cette science pluridisciplinaire mobilise divers champs de recherche pour répondre aux enjeux liés à la gestion et à l'exploitation de l'eau.

Les études hydrologiques sont indispensables pour la conception des infrastructures hydrauliques, notamment pour estimer les débits de crue maximaux associés à différentes périodes de retour (T = 10 ans, 20 ans, 50 ans, etc.).

Dans ce chapitre, nous identifierons les paramètres hydrologiques clés de la zone d'étude, en nous appuyant sur la délimitation du bassin versant de l'oued Khoudja l'est, situé à l'est de Ain Bouyahia. L'analyse morphométrique du bassin sera conduite à l'aide du logiciel ArcGIS.

Enfin, nous déterminerons les périodes de retour et calculerons les débits de crue nécessaires à la conception d'un aménagement fluvial, dans l'objectif de prévenir les risques d'inondation dans la région.

III.1 bassin versant :

III.1.1 Caractéristiques principales du Bassin versant :

Un bassin versant, également appelé bassin d'alimentation, correspond à l'ensemble de la surface topographique dont les eaux de ruissellement s'écoulent vers un même point de sortie, appelé section de mesure ou exutoire. Ainsi, tous les écoulements générés à l'intérieur de cette zone convergent vers cette section avant de poursuivre leur chemin en aval.

Chaque bassin versant est délimité par une ligne de partage des eaux, qui le sépare des bassins voisins. Cette limite est tracée sur une carte topographique en reliant les points les plus hauts (les crêtes), généralement en traçant à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau, depuis l'exutoire et en suivant les reliefs jusqu'à y revenir

III.1.1.1 Caractéristiques géographiques :

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

Longitude : 1.776 °.

Latitude : 36.283 °.

L'altitude : 224m.

III.1.1.2 Les caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant ont une influence déterminante sur sa réponse hydrologique, en particulier lors des périodes de crue ou d'étiage. Le **temps de concentration (Tc)**, qui reflète en partie la rapidité et l'intensité de la réaction du bassin aux précipitations, est lié à plusieurs paramètres morphologiques tels que la **surface**, la **forme**, l'**altitude**, la **pente** et l'**orientation** du bassin.

D'autres facteurs comme la **nature des sols**, la **couverture végétale** et les **caractéristiques du réseau hydrographique** jouent également un rôle important. Ces éléments, qu'ils soient d'ordre géométrique ou physique, peuvent être évalués à l'aide de **cartes topographiques**, de **données géospatiales** ou encore par le biais de **techniques numériques** et de **modèles numériques de terrain (MNT).**

• La surface :

La superficie d'un bassin versant représente l'ensemble de la zone délimitée par la ligne de partage des eaux. Elle correspond à l'aire géographique où toutes les eaux de ruissellement convergent vers un même exutoire. Cette surface peut être déterminée à l'aide d'outils comme le planimètre ou par la méthode des petits carrés. Elle est généralement exprimée en kilomètres carrés (km^2), ce qui permet de quantifier la taille du bassin versant.

Le bassin versant d'OUED KHOUDJA EST a une superficiel de S= 2.114 Km^2

• Périmètre :

Le **périmètre** d'un bassin versant correspond à sa **limite externe**, autrement dit à la frontière qui le sépare des bassins voisins. La manière dont un bassin réagit aux précipitations dépend de ses **caractéristiques hydrologiques**, qui résultent à la fois des **conditions climatiques locales** et de ses **particularités physiques**

Le périmètre du bassin versant d'OUED KHOUDJA EST est : P=8.694 Km

• Longueur du thalweg (cours d'eau principal) :

Le **talweg** désigne la ligne reliant les points les plus bas en altitude dans une vallée ou le long du lit d'un cours d'eau. Il correspond au **trajet naturel de l'écoulement de l'eau**, suivant la pente minimale du terrain.

La longueur du cours d'eau principal est : Lcp=3.710 Km

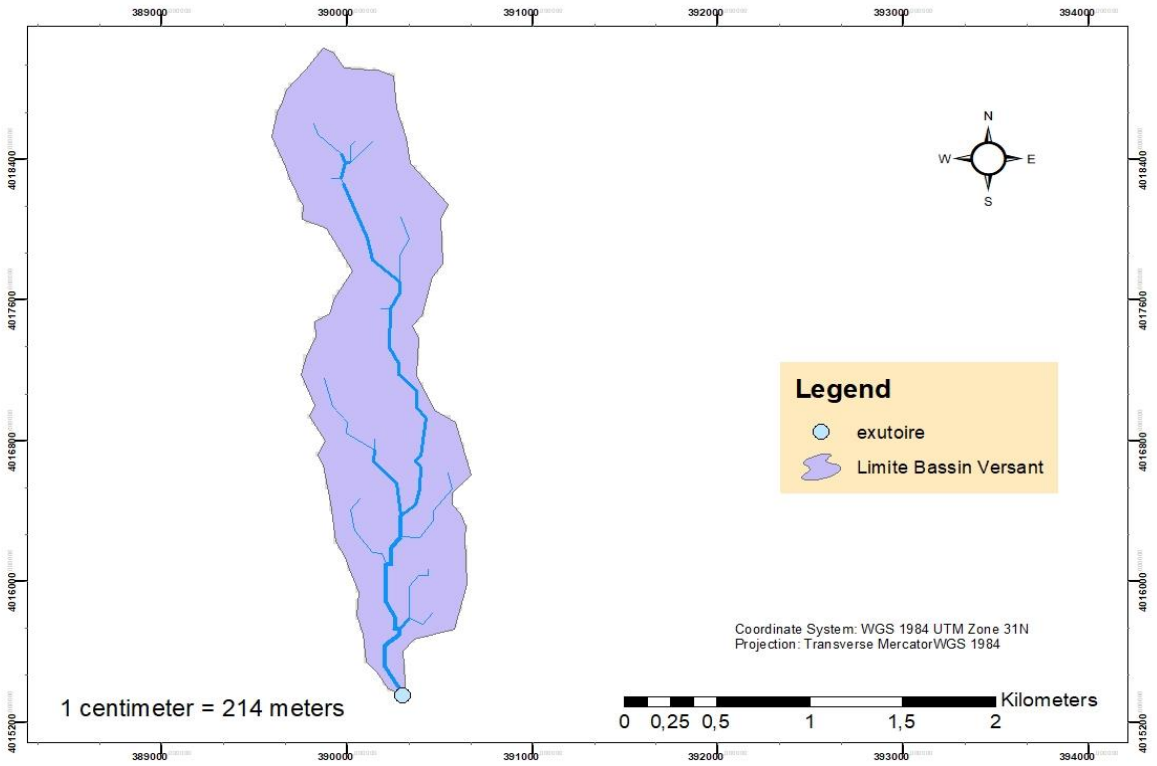


Figure III.1 : Bassin versant du oued khoudja.

III.1.1.3 Caractéristiques géométriques :

➢ Indice de compacité de Horton (Kh) :

L'indice de compacité de Horton (KH) est un paramètre morphométrique utilisé pour caractériser la forme d'un bassin versant. Il exprime le rapport entre la superficie du bassin et la longueur du cours d'eau principal. Ce calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$K_h = \frac{S}{Lcp^2} \qquad \text{(III.1)}$$

Avec :

K_h : indice de compacité de HORTON.

S : Surface de bassin versant (Km2).

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

Pour :

$K_h > 1$ …… Bassin ramassée.

$K_h < 1$ …… Bassin allongée.

➢ **Indice de compacité de Gravélius :**

L'indice de Gravelius (noté K_G), également appelé coefficient de compacité, est un paramètre géomorphologique qui quantifie la forme d'un bassin versant en comparant son périmètre à celui d'un cercle de même superficie. Plus Kg est proche de 1, plus le bassin tend vers une forme circulaire (écoulement concentré). À l'inverse, plus Kg est élevé, plus le bassin est allongé, ce qui influence le temps de concentration des eaux et les risques d'inondation.

Formule de calcul :

$$K_G = \frac{p}{2\sqrt{\pi \times S}} = 0.282 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \qquad \text{(III.2)}$$

Avec :

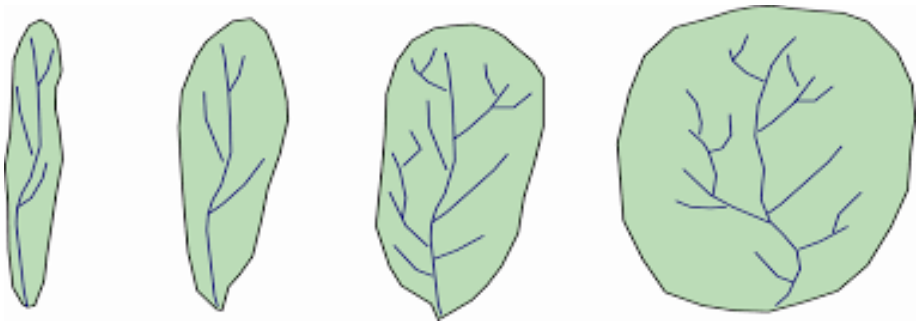
K_G : Indice de compacte de gravelius.

P : Périmètre de bassin versant (km)

A : Surface du bassin versant (km2)

Pour :

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



K_G=1.6 K_G=1.3 K_G=1.2 K_G=1.1

Figure III.2 : Différents types des bassins versant selon le coefficient de gravelius K_G

Plus la valeur du coefficient de compacité (K_G) est élevée, plus le bassin versant présente une forme allongée. Cela entraîne un allongement du temps nécessaire à une goutte d'eau, tombée au point le plus éloigné en amont, pour rejoindre l'exutoire. En conséquence, la crue sera généralement moins brutale. Ainsi, l'indice de compacité est directement proportionnel au temps de concentration (T_c).

➢ Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement (Ca) est un indicateur morphométrique utilisé pour comparer la forme des bassins versants. Il correspond au rapport entre la longueur maximale du bassin et le diamètre d'un cercle ayant une surface équivalente. Cet indice permet d'évaluer la réponse hydrologique d'un bassin face à des épisodes de précipitations (Gregory et Walling, 1973).

Il est exprimé par la relation suivante :

$$\mathbf{C_a} = \frac{Lcp^2}{S} \qquad \text{(III.3)}$$

Avec :

C_a : Coefficient d'allongement.

Lcp : Longueur de talweg principal (Km)

S : la surface de bassin versant

Un coefficient d'allongement élevé reflète un bassin versant plus étiré, ce qui favorise une concentration plus rapide des eaux de ruissellement. Cela peut entraîner une réponse hydrologique plus rapide aux précipitations, augmentant ainsi le risque de crues soudaines.

➢ Rectangle équivalent :

Le rectangle de Gravélius est une abstraction utilisée en hydrologie et en géomorphologie pour représenter un bassin versant sous forme d'un rectangle de surface équivalente. Cette représentation permet de simplifier les calculs et d'uniformiser les analyses, facilitant ainsi la comparaison des écoulements entre plusieurs bassins versants. En modélisant les bassins selon une forme géométrique standardisée, les chercheurs peuvent mieux étudier leurs caractéristiques hydrologiques et géomorphologiques.

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

$$P = 2 \times (Lr + lr) \qquad \text{(III.4)}$$

$$A = Lr \times lr \qquad \text{(III.5)}$$

Avec :

P : Le Périmètre du rectangle équivalent (Km).

A : La Superficie du Rectangle équivalent (Km2).

Lr : La Longueur de rectangle équivalent (Km).

lr : La Largueur de rectangle équivalent (Km).

La longueur Lr et la largueur lr en unité de (km) sont données par la résolution de P et A :

$$K_G = 0.282 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \qquad \text{(III.6)}$$

De (III.4) et (III.5) on obtient une équation de 2éme degré admet deux solutions Lr et lr :

$$L_r = \frac{KG \times \sqrt{A}}{1,12} \times \left\{1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{KG}\right)^2}\right\} \quad \text{(III.7)} \quad \text{et} \quad l_r = \frac{KG \times \sqrt{A}}{1,12} \times \left\{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{KG}\right)^2}\right\} \quad \text{(III.8)}$$

Avec :

Lr : La Longueur de rectangle équivalent (Km).

lr : La Largueur de rectangle équivalent (Km).

K_G : Indice de compacité de Gravélius.

A : La Superficie du Rectangle équivalent (Km^2).

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

Tableau III.1: Paramètres hydro-morphométriques du bassin versant d'Oued Khoudja Est.

Désignation	Symbol	Unités	Valeur
Superficie	S	Km^2	2.114
Périmètre	P	Km	8.649
Longueur de thalweg principal	L_{CP}	Km	3.710
Indice de compacité de Horton	K_h	/	0.153
Indice de compacité de gravélius	K_G	/	1.677
			Bassin est allonge
Coefficient d'allongement	C_a	/	6.510
Longueur de rectangle équivalent	L_r	Km	3.797
Largeur de rectangle équivalent	l_r	Km	0.556

III.1.2 Caractéristique hydrographique :

III.1.2.1 Etude du Relief :

Le relief influence profondément l'hydrologie en modulant les précipitations, les températures et la répartition pluie/neige selon l'altitude. La pente contrôle la vitesse d'écoulement et le partage infiltration/ruissellement, avec des impacts directs sur les crues (temps de réponse courts en zones pentues). La morphologie du bassin détermine ainsi la dynamique globale des écoulements, cruciale pour la gestion des risques et des ressources en eau

Le relief est également évalué à travers les indices ou caractéristiques suivants :

• La courbe hypsométrique.

• L'altitude moyenne.

• L'indice de pente globale I_g.

• L'indice de pente roche I_p..

• La densité de drainage D_g.

III.1.2.2 La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique représente graphiquement la distribution des altitudes au sein d'un bassin versant, en indiquant la proportion de surface correspondant à chaque tranche d'altitude. Elle constitue un outil essentiel pour l'analyse des processus de modelé du relief et l'évaluation de l'équilibre entre érosion et sédimentation (Chorley, Schumm et Sugden, 1984). Cette courbe joue un rôle fondamental à plusieurs niveaux. Elle offre une vue synthétique du relief, permettant une analyse détaillée de la répartition altitudinale et fournissant des informations précieuses sur les pentes et le profil général du bassin versant. En visualisant la manière dont la surface se répartit selon l'altitude, elle permet de mieux anticiper le comportement hydrologique, notamment les crues, et d'estimer les temps de concentration des eaux. Par ailleurs, elle facilite la comparaison entre les topographies de différents bassins versants en mettant en évidence leur pente moyenne et leur structure altimétrique. Cet outil se révèle également précieux pour la gestion des ressources en eau et l'aménagement du territoire, en fournissant une base solide pour la planification et la prévention des risques d'inondations.

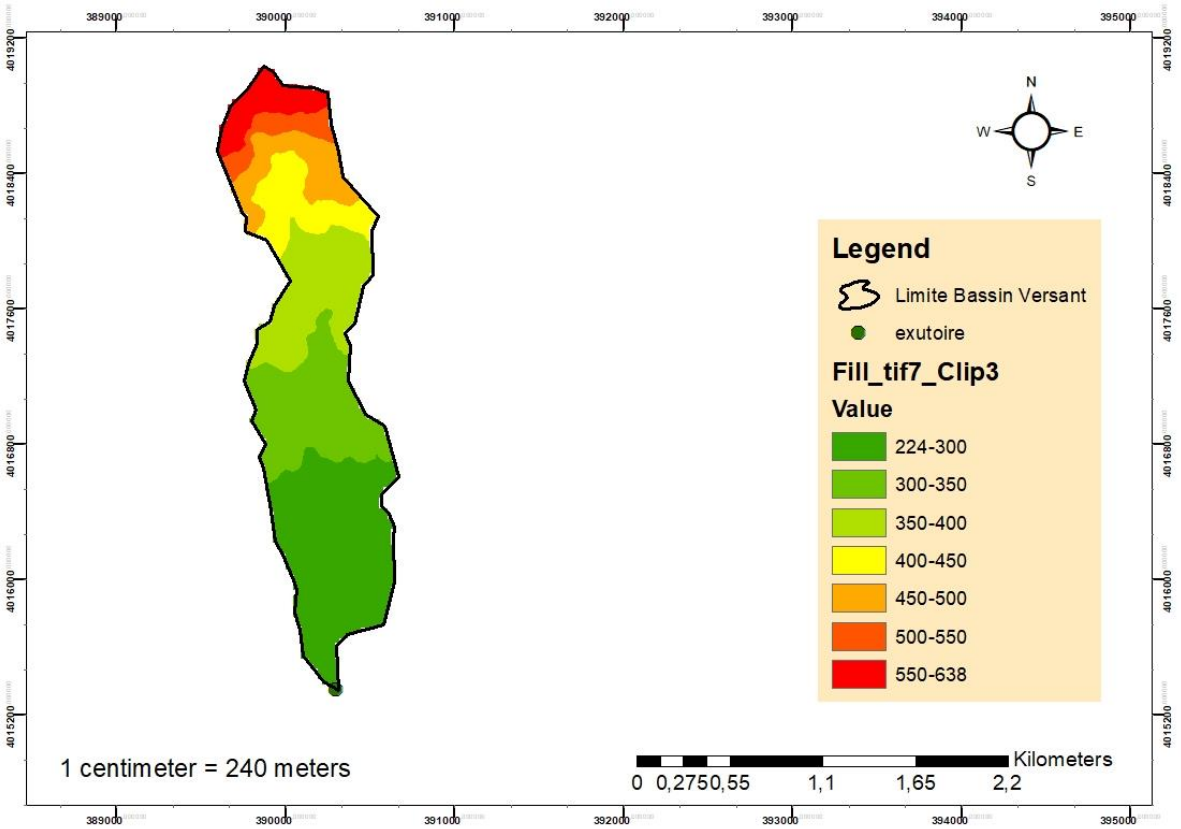
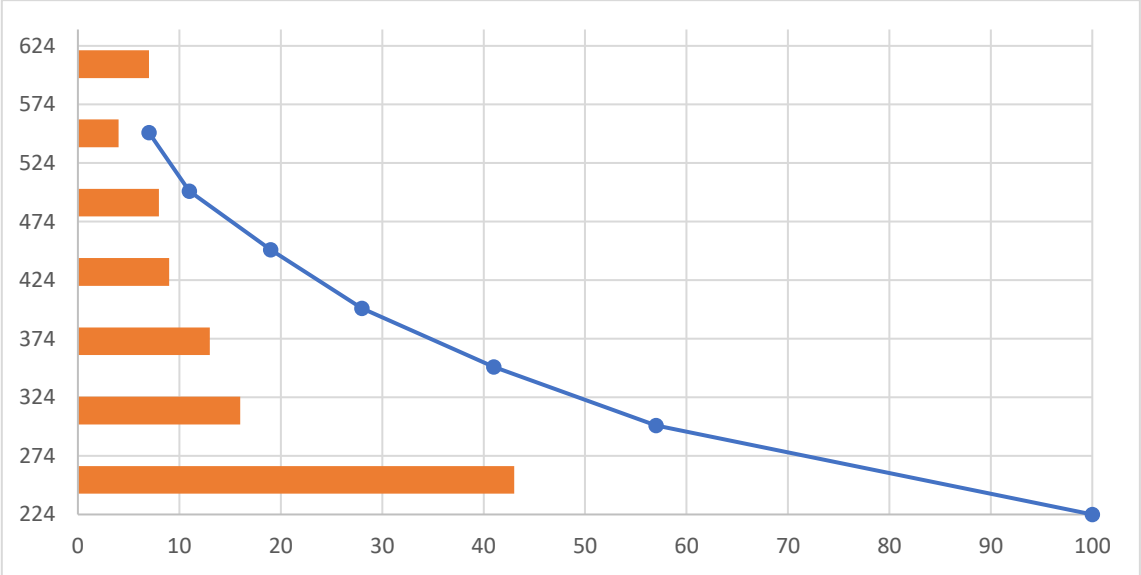


Figure III.3: Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Khoudja Est

Les surfaces élémentaires, ainsi que leurs totaux cumulés en fonction de l'altitude, ont été calculés à l'aide du logiciel ArcGIS. Les résultats de cette analyse sont présentés sous forme de tableaux. La répartition altitudinale des surfaces, ainsi que les courbes hypsométriques correspondant à notre bassin versant, sont illustrées ci-dessous.

Tableau III.2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued Khoudja est

Altitudes(m)	Hi (m)	Surface (km^2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces partielles cumulé (km^2)	Surfaces cumulées (%)
224-300	262	0.916638	43	0.916638	43
300-350	325	0.333729	16	1.250397	59
350-400	375	0.283897	13	1.534264	72
400-450	425	0.190822	9	1.725086	81
450-500	475	0.167649	8	1.892735	89
500-550	525	0.071883	4	1.964618	93
550-638	594	0.149881	7	2.114499	100



FigureIII.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant oued Khoudja Est

Les caractéristiques topographiques principales en termes d'altitude comprennent :

Altitude maximale et minimale (Hmax-Hmin) : Ces valeurs sont directement obtenues à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale correspond au point le plus élevé du bassin versant, tandis que l'altitude minimale se situe généralement à l'exutoire. Ces deux paramètres sont essentiels pour établir des corrélations avec des variables climatologiques telles que les températures et les précipitations.

Altitude moyenne (Hmoy) : L'altitude moyenne du bassin versant constitue un indicateur clé, reflétant l'impact de la zonation climatique en fonction de l'altitude. Elle est déterminée en calculant la somme des produits des surfaces partielles Si , situées entre les courbes de niveau, par leurs altitudes moyennes respectives Hi .

Elle est définie par la formule suivante :

$$Hmoy = \sum \frac{Si \times Hi}{S} \qquad \text{(III.9)}$$

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 III.3 suivant :

Tableau III.3 : caractéristiques altimétriques du bassin versant d'Oued Khoudja est

Altitudes	**H_{min}**	**H_{max}**	**H_{moy}**	**$H_{5\%}$**	**$H_{50\%}$**	**$H_{95\%}$**
BV Oued Khoudja est	224	638	351.1862	575	321.875	232,8372

III.1.2.3 Indice de pente :

L'indice de pente est un paramètre clé pour quantifier la topographie d'un bassin versant et en comparer les caractéristiques. Il influence fortement la dynamique hydrologique, notamment le temps de concentration et l'intensité des débits de pointe. Les fortes pentes accélèrent le ruissellement, tandis que les faibles pentes favorisent l'infiltration. L'analyse spatiale met souvent en évidence des versants escarpés en amont et des zones plus planes en aval. Cet indice est essentiel pour la modélisation des crues, la gestion des risques hydrologiques et l'aménagement du territoire.

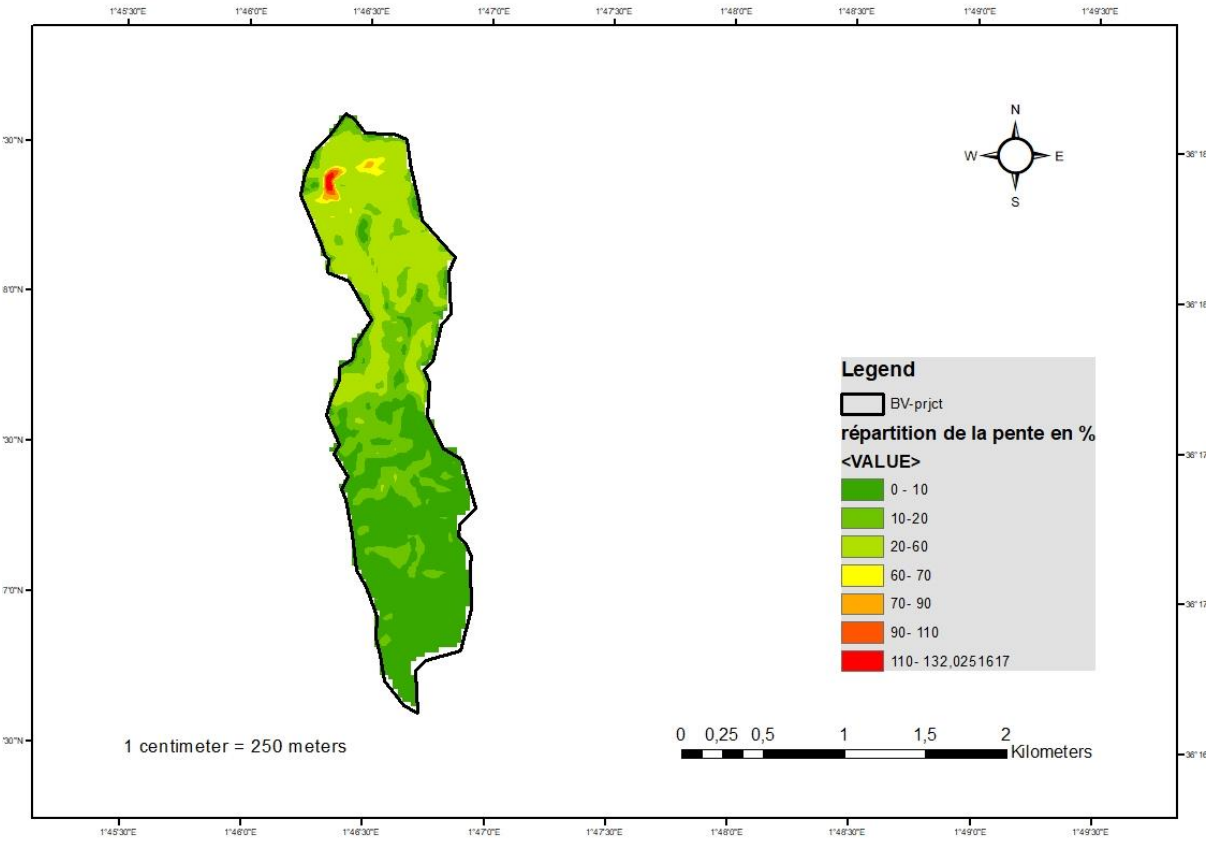


Figure III.5 : Carte des pentes du bassin versant d'Oued Khoudja est

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 :

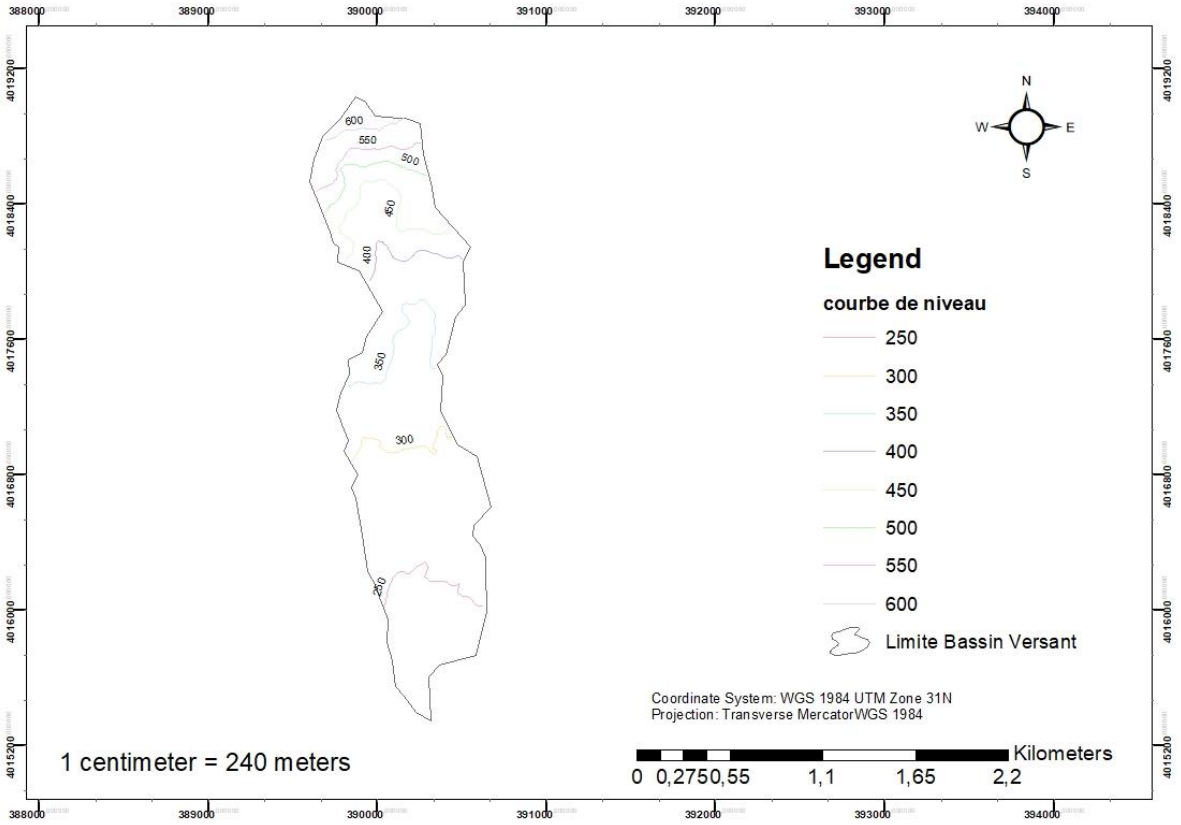


Figure III.6 : Carte des courbes des niveaux du bassin versant d'Oued Khoudja est

1) Pente du bassin versant Ibv :

Elle est définie par la relation suivante :

$$Iby = \frac{Hmax - Hmin}{Lcp} \qquad (III.10)$$

Avec :

Hmax-Hmin: Altitudes correspondant aux points de sommet et exutoire de la surface totale (m).

Lcp : Longueur du talweg principal (Km).

2) Pente moyenne du bassin versant Imbv :

La pente moyenne constitue un indicateur fondamental de la configuration topographique d'un bassin versant. En tant que variable indépendante, elle permet d'estimer le temps de parcours du ruissellement, influençant ainsi le temps de concentration (Tc). Elle joue également un rôle déterminant dans l'intensité du débit de pointe lors des précipitations (Touaibia, 2004).

La pente moyenne est donnée par la relation suivante :

$$\text{Imby} = \frac{\Delta H\{0.5L1+L2+\ldots+0.5Ln\}}{S} \qquad \text{(III.11)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).

L1, L2…, Ln : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

Tableau III.4 : Pente moyenne du bassin versant d'Oued Khoudja est

Courbes de niveaux	**Longueur Km**	**ΔH**	**Surface BV (Km^2)**	**I_{mbv} (m/Km)**
250	0.5117	50	2.114	165.506
300	0.7949			
350	0.8539			
400	1.3989			
450	0.8508			
500	1.3842			
550	0.9744			
600	0.9693			

3) Indice de pente M. ROCHE Ip :

L'indice de pente de Roche (IR) est un indicateur utilisé pour caractériser l'inclinaison d'un terrain, en établissant un rapport entre les variations d'altitude et les distances horizontales. Il est couramment employé dans les études géomorphologiques et hydrologiques afin d'analyser les phénomènes liés à la topographie, tels que le ruissellement, l'érosion ou la stabilité des sols.

Par ailleurs, l'indice de pente Ip représente la moyenne pondérée des racines carrées des pentes calculées sur un rectangle équivalent. Ce calcul prend en compte les surfaces comprises entre deux courbes de niveau successives Hi et Hi−1, afin de refléter plus précisément la variation des pentes au sein du bassin versant.

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

$$\text{Ip} = \frac{1}{\sqrt{\text{L}}} \sum_{\text{i}}^{\text{n}} \sqrt{\text{Si}(\text{Hi} - \text{Hi} - 1)} \qquad \text{(III.12)}$$

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent (m).

Si : Surface partielle (%) située entre deux courbes de niveau successives.

Hi et Hi-1 : la distance entre les courbes de niveau successives.

4) Indice de pente globale Ig :

Cet indice permet de caractériser le relief selon la classification de l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (ORSTOM), aujourd'hui Institut de recherche pour le développement (IRD) depuis 1998. Il est calculé comme le rapport entre l'écart d'altitude couvrant 90 % de la surface du bassin (entre les percentiles 5 % et 95 %) et la longueur du rectangle équivalent. Pour le déterminer, on identifie deux points (S1 et S2) sur la courbe hypsométrique correspondant respectivement aux cumuls de 5 % et 95 % de la surface totale, laissant ainsi 5 % des altitudes inférieures à S1 et 5 % supérieures à S2 (Touaibia, 2015)

Cet indice est exprimé par la formule suivante :

$$\mathbf{Ig}=\frac{D}{L}=\frac{H5\%-H95\%}{L} \qquad \text{(III.13)}$$

Avec :

D : Dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : Longueur de rectangle équivalent (m).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ représentent respectivement les altitudes correspondant à S5% et S95% (en mètres).

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

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

5) Indice de pente moyenne Ipm :

La pente moyenne d'un cours d'eau impacte directement la vitesse d'écoulement et le temps de concentration vers l'exutoire. Elle est déterminée à partir des profils longitudinaux du cours principal et de ses affluents. Le calcul standard consiste à diviser le dénivelé total (entre la source et l'embouchure) par la longueur totale du cours d'eau, donnant ainsi l'indice de pente moyenne.

Ipm, est donné par la formule suivante :

$$Ipm=\frac{Hmax-Hmin}{Lr} \qquad \text{(III.14)}$$

Avec :

Lr : Longueur de rectangle équivalent (Km).

Hmax – Hmin : Altitudes correspondant aux points de sommet et exutoire de la surface totale (m).

6) Dénivelée spécifique Ds :

La dénivelée spécifique (DS), basée sur la classification de l'ORSTOM,caractérise les reliefs des bassins versants quelle que soit leur taille. Cet indice évalue précisément les propriétés topographiques, offrant une analyse objective de la morphologie et des variations altimétriques.

La dénivelée spécifique est définie de la manière suivante :

$$Ds=Ig\sqrt{S} = D\sqrt{\frac{I}{Lr}} \qquad \text{(III.15)}$$

Tableau III.6 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

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

Tableau III.7 :Résultats des calculs des pentes et du dénivelé spécifique du bassin versant de Oued Khoudja est

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{bv}	m/Km	111.59
Pente moyenne de bassins versant	I_m	m/Km	165.506
Indice de pente globale I_g	I_g	m/km	90.114
Indice de pente moyenne Ipm	I_{pm}	m/km	109.033
Indice de pente de Roche (Ip)	I_p	%	3.1
Dénivelée spécifique Ds	Ds	m	131.022
Relief	/	/	Relief assez fort.

Ce critère s'applique spécifiquement au relief du bassin versant, lequel est considéré comme marqué lorsque la dénivelée (Ds) est comprise entre 100 et 250 mètres, implique un Relief assez fort selon (O.R.S.T.O.M).

III.1.3 Etude de réseau hydrographique :

III.1.3.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le cours principal d'un fleuve est alimenté par ses affluents majeurs, eux-mêmes nourris par des affluents secondaires, tels que les ruisseaux et petits cours d'eau situés en amont du bassin. Ce réseau ramifié, constituant le chevelu hydrographique du bassin versant, nécessite l'analyse de plusieurs paramètres afin d'en assurer une description complète et précise.

- **Hiérarchisation du réseau**

La hiérarchisation du réseau hydrographique consiste à attribuer un ordre numérique à chaque segment de cours d'eau, en fonction de son importance relative dans le système. Dans ce cadre, un cours d'eau dépourvu d'affluents est classé en premier ordre. Lorsque deux cours d'eau de même ordre (n) confluent, le tronçon résultant est attribué à l'ordre n+1. En revanche, si des cours d'eau de rangs différents se rejoignent, le cours d'eau issu de cette confluence conserve le rang le plus élevé des deux.

Cette méthode repose sur la classification proposée par Strahler (1952), qui a établi un système permettant d'analyser la structure des réseaux fluviaux. Le classement obtenu reflète la complexité du réseau et l'importance relative de chaque segment. L'ordre le plus élevé correspond généralement à celui du cours d'eau principal à l'exutoire, fournissant ainsi une vision globale de l'organisation du réseau.

Ce système est couramment utilisé dans l'analyse des réseaux hydrographiques, notamment pour étudier la répartition des ressources en eau ou les dynamiques d'érosion des sols (Strahler, 1952 ; Leopold et al., 1964).

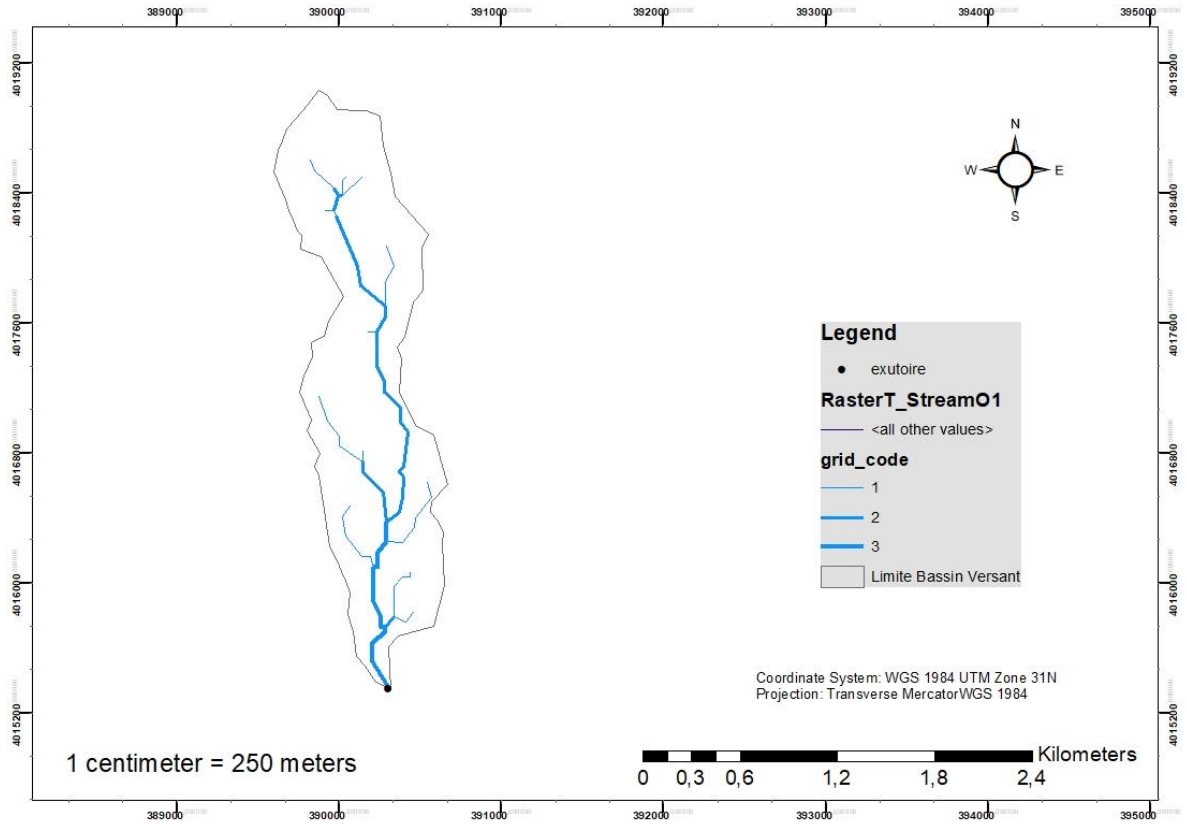


Figure III.7 : Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Khoudja est

III.1.3.2 Paramètres hydrographiques :

1) Densité de drainage D_d :

La densité de drainage est un paramètre clé pour caractériser l'écoulement des eaux et estimer leur temps de résidence dans un bassin versant. Selon la définition de Horton (1945), reprise par Coulon (2015), elle correspond au rapport entre la longueur totale des cours d'eau et la superficie du bassin qu'ils drainent. Ce indicateur renseigne sur l'efficacité du réseau hydrographique dans l'évacuation des eaux de surface. Initialement proposée par Horton (1945) pour évaluer l'adaptation du réseau de drainage à la morphologie du terrain, cette notion permet d'appréhender l'influence des caractéristiques du bassin sur la dynamique des écoulements. Les travaux de Leopold et Maddock (1953) ont ensuite précisé le rôle de la densité de drainage dans les processus hydrologiques, montrant notamment que des valeurs élevées correspondent généralement à des temps de transit plus courts pour les eaux souterraines. Ces résultats ont des implications majeures pour la modélisation hydrologique et l'aménagement des territoires, en particulier dans la gestion intégrée des ressources en eau.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S} \qquad \text{(III.16)}$$

Avec :

∑li : somme des longueurs de tous les cours d'eau du bassin (km).

S : superficie du bassin versant (km²).

2) Densité hydrographique des thalwegs élémentaires F :

La densité hydrographique des thalwegs élémentaires caractérise la répartition spatiale des cours d'eau dans un bassin versant en quantifiant le nombre de chenaux d'écoulement par unité de surface. Ce paramètre constitue un indicateur essentiel de l'organisation du réseau hydrographique, révélant la capacité du bassin à évacuer les eaux de ruissellement. Une densité élevée traduit généralement un réseau plus ramifié et une réponse hydrologique plus rapide aux précipitations.

$$\mathbf{F}=\frac{\sum \mathbf{N1}}{S} \qquad \text{(III.17)}$$

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 (Ct)

Le coefficient de torrentialité traduit l'intensité de concentration des écoulements en combinant la densité de drainage et la densité hydrographique. Il est obtenu par :

$$\boldsymbol{Ct} = D_d \times F \qquad \text{(III.18)}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2).

F : Densité hydrographique (Km^{-2}).

4) Temps de concentration :

Le temps de concentration (Tc) représente la durée maximale requise pour qu'une particule d'eau parcoure la distance hydrologique entre n'importe quel point du bassin versant et son exutoire. Son estimation demeure complexe car elle intègre de multiples facteurs comme la topographie, l'occupation du sol, la végétation et les propriétés pédologiques.

Parmi les méthodes d'évaluation, la formule de Kirpich (1940) constitue une approche historique, développée suite aux crues catastrophiques survenues dans le nord-est des États-Unis en 1936. Bien que cette méthode soit encore largement utilisée pour sa simplicité (Folmar et al., 2007), des experts comme McCuen (2009) soulignent ses limites, notamment sa tendance à simplifier excessivement les processus hydrologiques. Ces critiques mettent en évidence la nécessité d'adapter les modèles aux particularités locales pour améliorer leur précision.

Dans le contexte du nord de l'Algérie, il est donc essentiel de sélectionner des formules calibrées pour des bassins versants aux caractéristiques similaires (climat méditerranéen, géomorphologie, etc.). Une telle approche permet d'obtenir des estimations plus fiables du Tc, cruciales pour la gestion des risques d'inondation et l'aménagement des territoires.

L'estimation du temps de concentration se fait généralement à l'aide de formules empiriques suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI :**

Formule recommandée pour les bassins de taille moyenne à grande en climat méditerranéen

Donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Tc} = \frac{4\times\sqrt{S}+1.5\times Lcp}{0.8\times\sqrt{Hmoy-Hmin}} \qquad \text{(III.19)}$$

Avec :

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 :

$$\mathbf{Tc} = 4 \times \left(\frac{\mathbf{S} \times \mathbf{Lcp}^{\mathbf{0.333}}}{\sqrt{\mathbf{Ibv}}}\right)^{\mathbf{0.75}} \qquad \text{(III.20)}$$

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 SCS :**

Donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{T_c} = \left(\frac{0.87 \times Lcp^3}{Hmoy - Hmin}\right)^{0.385} \qquad \text{(III.21)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (heures) ;

Lcp : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

Hmoy−Hmin : Différence d'altitude (m).

- **Formule d'ANRH :**

Donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Tc} = 1.7 \times \left(\frac{SL}{\sqrt{Ic}}\right)^{0.19} \qquad \text{(III.22)}$$

Avec :

Tc: Temps de concentration en h ;

L : longueur du cours d'eau le plus long en km ;

I : Pente des cours d'eau en (%) ;

S : Surface du BV en Km².

- **Formule de TURAZZA :**

Utilisée dans les zones à fort relief, elle prend en compte la pente du bassin.

Donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Tc} = \frac{0.108 \times \sqrt[3]{S \times Lcp}}{\sqrt{Ipm}} \qquad \textbf{(III.23)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

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

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

Ipm : pente moyenne du bassin versant(m/m).

- **Formule de KIRPISH :**

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 :

$$\mathbf{Tc} = 0.01923 \times \frac{Lcp^{0.77}}{Ipm^{0.38}} \qquad \textbf{(III.24)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h) ;

Lcp : Longueur de cours d'eau principale (Km^2) ;

Ipm : pente moyenne du bassin versant (m/m).

- **Formule de VENTURA** :

Elle est particulièrement adaptée aux bassins de **petite à moyenne taille.**

$$\mathbf{Tc} = 0.1275 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{Ibv}} \qquad \textbf{(III.25)}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration (h).

Ibv : Indice de pente du bassin versant (m/m).

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

- **Choix le temp de concentration :**

Les équations utilisées sont spécialement recommandées pour le nord de l'Algérie. Ces formules produisent des résultats variés, et nous retenons la valeur du temps de concentration la plus faible parmi celles qui sont similaires. Les valeurs extrêmes, qu'elles soient très élevées ou très faibles, ont été écartées afin de ne conserver que les valeurs moyennes.

Les méthodes adoptées sont :

Tableau III.8 : résultats du calcule de temps de concentration

Les formules utilisées	Temps de concentration (h)
GIANDOTTI	1.2614
SCS	0.667
ANRH	3.069
TURAZZA	0.6498
KIRPISH	0.1224
SOLOVSKY	1.66
VENTURA	0.555

Tableau III.9 : Résultats de calculs du formules recommandées de temps de concentration.

SCS	0.667
TURAZZA	0.6498
VENTURA	0.555

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

5) Vitesse de ruissellement Vr :

Le ruissellement correspond à l'écoulement superficiel des eaux pluviales sur le sol, résultant des précipitations qui n'ont pu s'infiltrer, s'évaporer ou être stockées en surface. Cet écoulement, guidé par la topographie du terrain, constitue un processus clé du cycle hydrologique. Dans le contexte algérien, la méthode de Kirpich est fréquemment employée pour estimer la vitesse de ruissellement à partir du temps de concentration, offrant ainsi un outil pratique pour l'analyse des écoulements de surface.

La vitesse de ruissellement se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{Vr} = \frac{\mathbf{Lcp}}{\mathbf{Tc}} \qquad \textbf{(III.25)}$$

Avec :

Vr : Vitesse de ruissellement (m/s).

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 III.10 : Résultat paramètres hydrographiques d'oued Khoudja est

Termes	Symboles	Unités	Valeurs
Densité de drainage	Dd	Km/Km2	3.371
Densité hydrographique	F	Km-2	6.149
Coefficient de torrentialité	Ct	-	20.728
Temps de concentration	Tc	h	0.555
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	6.684

Le tableau présente les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant d'Oued Khoudja Est (Aïn Defla), décrivant son étendue, sa topographie et son réseau hydrographique. Ces éléments sont essentiels pour comprendre les processus hydrologiques, tels que l'écoulement et la concentration des eaux, et servent de base pour les calculs hydrologiques, notamment l'estimation du temps de concentration et de la vitesse de ruissellement.

Tableau III.11 : Géomorphologie du bassin versant de l'Oued Khoudja est

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km2	2.114
Périmètre		P	Km	8.649
Longueur du talweg principal		Lcp	Km	3.710
Indice de compacité de Gravélius		KG	/	1.667
Indice de compacité de Horton		Kh	/	0.153
Coefficient d'allongement		Ca	/	6.510
Rectangle équivalent	**Longueur**	Lr	Km	3.797
	Largeur	Lr	Km	0.556
Altitudes	**Maximale**	Hmax	m	638
	Moyenne	Hmoy	m	351.186
	Minimale	Hmin	m	224
	Médiane 5%	H5%	m	575
	Médiane 50%	H50%	m	321.875
	Médiane 95%	H95%	m	232.837
Pente du bassin versant		Ibv	m/Km	111.59
Pente moyenne du bassin versant		Imbv	m/Km	165.506
Indice de pente de Roche		Ip	%	3.1
Indice de pente moyenne		Ipm	m/Km	109.33
Indice de pente globale		Ig	m/Km	90.114
Dénivelée spécifique		Ds	M	131.022
Somme des longueurs des cours d'eau		∑Li	Km	7.128
Nombre des talwegs d'ordre 1		∑N1	/	13
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	3.371
Densité hydrographique		F	Km-2	6.149
Coefficient de torrentialité		Ct	/	20.728
Temps de concentration		Tc	Heures	0.555
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	6.684

III.2 Etude des crues :

Dans le cadre d'un projet de prévention des inondations, l'estimation du débit maximal constitue une étape cruciale, car elle permet de concevoir des aménagements adaptés et de localiser les zones exposées aux risques d'inondation. Après avoir délimité les bassins versants concernés et analysé leurs caractéristiques, l'objectif principal consiste à évaluer les débits de crue pour différentes périodes de retour, variant de 10 à 100 ans, afin d'anticiper les événements extrêmes et de renforcer la résilience du territoire.

Pour estimer les débits de crue, deux approches principales sont couramment utilisées :

- L'analyse fréquentielle des données observées : Cette méthode s'appuie sur les séries chronologiques de débits et de précipitations enregistrées par les stations hydrométriques et pluviométriques proches du bassin versant. Elle consiste à ajuster une loi statistique (telle que Gumbel ou Log-Pearson III) aux données disponibles afin de déterminer les débits extrêmes correspondant à différentes périodes de retour.
- La méthode GRADEX : Employée en cas de manque de données hydrologiques, cette approche empirique estime les débits de crue à partir des précipitations extrêmes et des paramètres physiques du bassin. Elle repose sur l'hypothèse que l'évolution du débit suit celle des précipitations, avec un coefficient d'amplification dépendant des caractéristiques géomorphologiques et hydrologiques du bassin versant.

III.2.1 Présentation de la station hydrométrique dans la zone d'étude :

L'étude des phénomènes d'inondation requiert la collecte de données hydrologiques et météorologiques provenant de divers réseaux de mesure. L'analyse des précipitations maximales annuelles constitue une étape fondamentale, permettant à la fois de concevoir des aménagements adaptés et d'évaluer l'intensité des pluies extrêmes pour différentes périodes de retour. Cette approche nécessite idéalement l'exploitation de longues séries chronologiques de données pluviométriques. Toutefois, notre zone d'étude présente une contrainte majeure : l'absence de stations hydrométriques opérationnelles, ce qui limite considérablement l'accès aux observations directes nécessaires pour une analyse fiable des crues. Cette lacune dans le dispositif de mesure nous oblige à recourir à des méthodes alternatives d'estimation, adaptées aux contextes de pénurie de données.

Par conséquent, nous avons utilisé les données de la station d'El Ababsa, située dans le bassin versant N°01, sous-bassin N°17

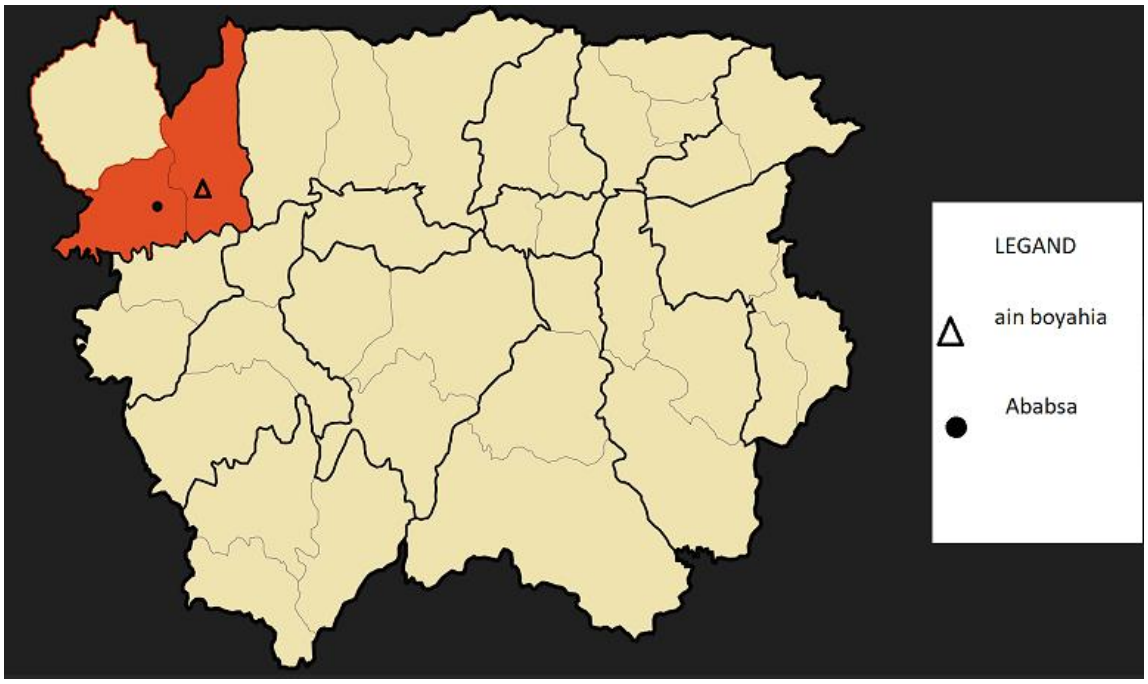


Figure III.8: Localisation de la station hydrométrique d'El Ababsa

Tableau III.12 : caractéristiques de la station hydrométrique (EL Ababsa) (source : ANRH).

Station	Codes	Coordonnées			Période d'observation
		X (m)	Y (m)	Z (m)	
EL Ababsa	011715	439.65	335.55	320	1992-2012

Tableau III.13 : Série des débits maximales annuels de la station 011715 (source : ANRH).

Années	Qmax (m^3/s)	Années	Qmax (m^3/s)
1992	19	2003	10.6
1993	5.4	2004	12.44
1994	8.95	2005	8.93
1995	62.5	2006	31
1996	48	2007	51.9
1997	43.2	2008	49.2
1998	48	2009	30.05
1999	14	2010	22.67
2000	22.8	2011	38.4
2001	38.6	2012	29.59
2002	27.78		

III.2.2 Ajustement de la série des débits et pluies maximales journalières :

L'exactitude des résultats d'une analyse fréquentielle dépend largement du choix du modèle fréquentiel adapté, notamment de sa nature. Bien que plusieurs critères puissent guider cette sélection, aucune méthode universelle et infaillible n'existe à ce jour. À partir d'un échantillon de *n* observations, on construit un histogramme de fréquence d'apparition ainsi qu'une courbe de fréquence cumulée de non-dépassement. Lorsque *n* augmente, l'enjeu consiste à déterminer la loi de distribution sous-jacente, permettant ainsi de passer d'une simple fréquence à une densité de probabilité.

Tableau III.14 : 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 lois statistiques à une série de données, à condition que ces dernières répondent aux critères d'indépendance, d'homogénéité et de stationnarité (voir les publications relatives au Système d'Aide à la Décision, SAD). Un module spécifique du SAD a été développé afin de faciliter le choix de la distribution la plus adaptée pour l'estimation des quantiles correspondant à de fortes périodes de retour.

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

La loi de Gumbel, couramment utilisée pour modéliser les valeurs extrêmes, est particulièrement adaptée à l'étude des maxima annuels. Cette distribution double exponentielle constitue en effet la limite théorique des valeurs maximales observées dans un échantillon de taille n. Dans le cas d'une série temporelle, lorsque le maximum annuel est considéré comme le plus élevé parmi 365 observations quotidiennes, la loi de Gumbel offre une modélisation pertinente. L'ajustement des données à cette distribution a été effectué grâce au logiciel HYFRAN-PLUS, dont les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-après.

Tableau III.15: Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Débit max jour	Écart type	Intervalle de confiance
1000	0,9990	112	21	70.6 – 153
100	0,9900	81.8	14.2	53.9 - 110
50	0,9800	72.8	12.2	48.8 - 96.8
20	0,9500	60.7	9.57	41.9 - 79.5
10	0,9000	51.4	7.58	36.5 - 66.2
5	0.8000	41.6	5.61	30.6 - 52.6
2	0,5000	26.9	3.33	20.4 - 33.5

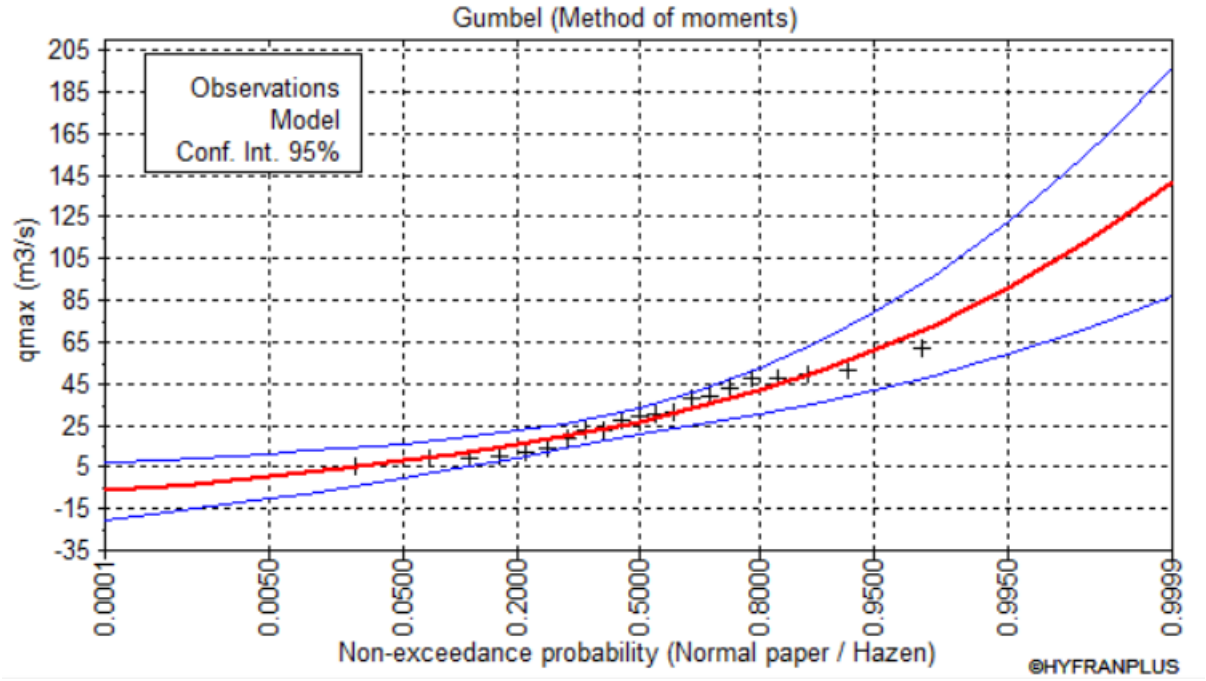


Figure III.9: graphe d'ajustement par la loi de Gumbel de la station 011715.

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

Tableau III.16 : Comparaison entre la loi de GUMBEL et l'échantillon.

Paramètres	**Caractéristiques de la loi**	**Caractéristiques de l'échantillon**
Minimum	aucun	5.40
Maximum	aucun	62.5
Moyen	29.7	29.7
Écart type	16.6	16.6
Médian	26.9	29.6
Coefficient de variation Cv	0.561	0.551
Coefficient d'asymétrie Cs	1.14	0.242
Coefficient d'aplatissement Ck	2.4	1.76

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

Une variable aléatoire **X** suit une loi log-normale si son logarithme népérien V = ln(X) est normalement distribué. Également appelée loi de Galton, cette distribution constitue une version asymétrique de la loi normale, obtenue par transformation logarithmique. L'ajustement des données à cette loi a été réalisé avec le logiciel HYFRAN, et les résultats de cette modélisation sont présentés de manière synthétique dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.17 : Résultats d'ajustement par la lo de Log Normal.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Débit max jour	Écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	207	76.8	56.8 – 358
100	0.9900	122	36.2	51.3 – 193
50	0.9800	101	27.4	47.5 - 155
20	0.9500	76.3	17.9	41.2 – 111
10	0.9000	59.3	12.2	35.4 – 83.3
5	0.8000	43.8	7.74	28.6 - 58.9
2	0.5000	24.4	3.69	17.2 - 31.7

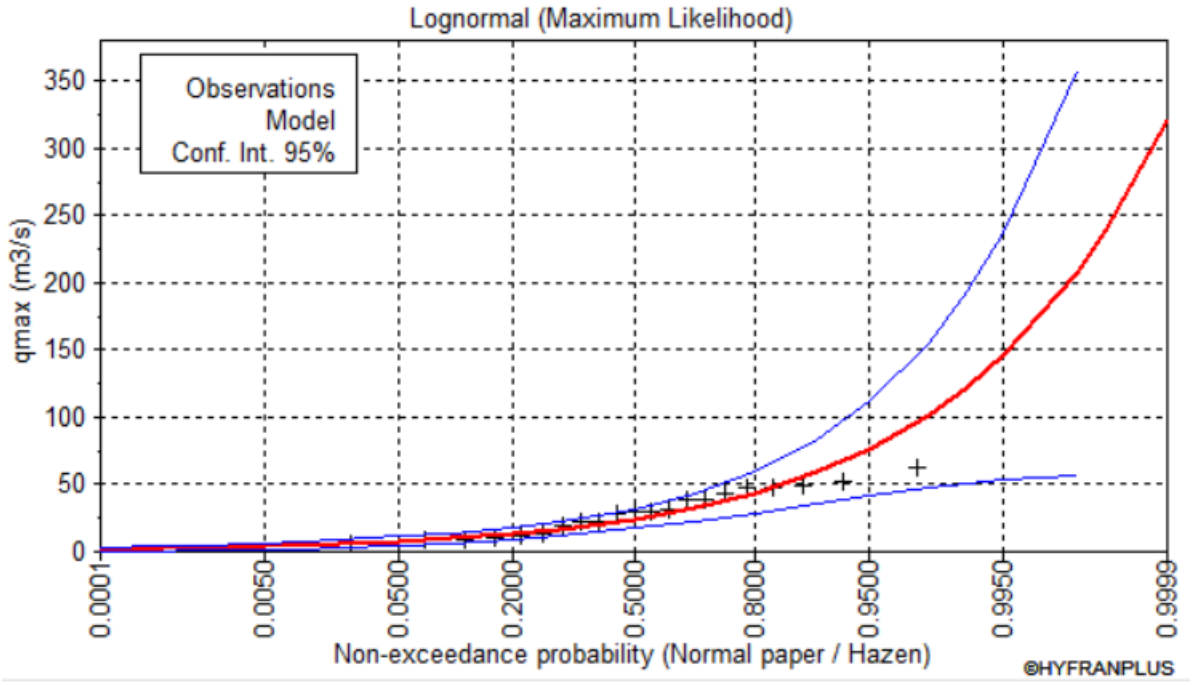


Figure III.10 : graphe d'ajustement par la loi de Log Normal de la station 012001.

Le tableau III.18 suivant compare les caractéristiques de la loi de Log Normal avec celles de l'échantillon.

Tableau III.18 : comparaison entre la loi de Log Normal et l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon	Caractéristiques de la loi
Minimum	5.40	0
Maximum	62.5	aucun
Moyen	29.7	31.1
Écart type	16.6	24.3
Médian	29.6	24.4
Coefficient de variation Cv	0.561	0.784
Coefficient d'asymétrie Cs	0.242	2.83
Coefficient d'aplatissement Ck	1.76	20

- Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

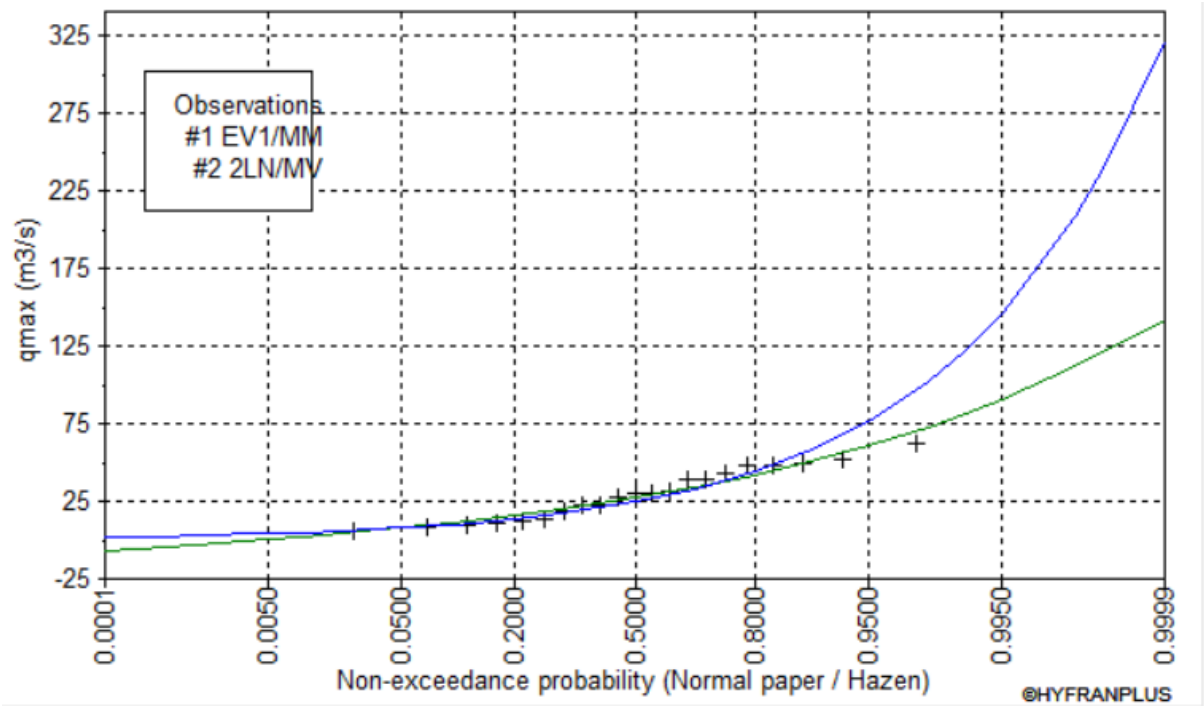


Figure III.11 : comparaison entre les Lois ajustement utilisées de la station 011715.

III.2.3 Choix de la Loi d'ajustement :

Il est inévitable d'observer des écarts entre les fréquences expérimentales des valeurs mesurées et celles issues d'une distribution théorique. Bien que l'ajustement graphique constitue une première étape essentielle, il ne permet pas à lui seul de déterminer la loi théorique appropriée. Pour cela, un test statistique d'adéquation est indispensable afin d'évaluer et de comparer la qualité de l'ajustement de différentes lois, permettant ainsi de sélectionner celle qui correspond le mieux aux données observées. Parmi les tests les plus utilisés à cette fin figure notamment le test du chi-carré (χ^2).

- **Test d'adéquation de χ2 :**

Le test d'adéquation, ou test d'ajustement, permet de vérifier si un modèle théorique est compatible avec les données observées en testant l'hypothèse que celles-ci suivent une distribution spécifique. Parmi les méthodes disponibles, le test du χ^2 (chi-carré) est l'une des plus couramment utilisées. Pour sélectionner la loi la plus adaptée, on compare les valeurs calculées de χ^2 aux valeurs théoriques lues dans les tables statistiques, avec un niveau de risque de 5 % (soit un seuil de confiance de 95 %). Si le χ^2 calculé excède la valeur théorique, cela indique un écart significatif entre les fréquences observées et celles attendues sous la loi supposée, remettant en cause son adéquation. La valeur critique du χ^2 dépend des degrés de liberté (ɣ) et du niveau de signification (α) retenus pour le test.

Le test du chi-carré (χ^2) est réalisé avec un seuil de signification α généralement fixé à 5 % et un degré de liberté ɣ (Touaibia, 2015).

• 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, générés par le logiciel HYFRAN Plus, sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.19 : Résultats du test du χ^2

Loi de la distribution	Degré de liberté	Nombre de classe	χ^2 calculée	χ^2 théorique (Tabulé)
Gumbel	3	6	5	7.81
Log Normale	3	6	3.29	7.81

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 Normale.

III.2.4 Estimation des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX :

La méthode du Gradex, élaborée par Guillot et Durand en 1969, est une approche hydro-pluviométrique probabiliste permettant d'estimer les débits de crues extrêmes pour des périodes de retour très longues, allant de 100 à 10 000 ans. Contrairement aux méthodes traditionnelles de prédétermination des crues, qui se fondent exclusivement sur l'analyse statistique des débits observés, cette approche innovante s'appuie sur les données pluviométriques, offrant ainsi une meilleure prise en compte des événements extrêmes rares (Garavaglia, 2011). Son utilisation marque une avancée significative dans l'évaluation des risques hydrologiques.

1) Hypothèses de la méthode :

La méthode Gradex repose sur le principe fondamental d'une relation entre la distribution des débits et celle des précipitations à l'origine de ces écoulements. Son cadre théorique s'appuie sur trois hypothèses clés formulées par Meddi et Zeroual (2018) :

- **Hypothèse N°1** : La distribution des précipitations suit asymptotiquement une loi de Gumbel ou une loi exponentielle, selon la méthode d'échantillonnage retenue. Le Gradex, défini comme la pente de la droite de distribution dans un diagramme associant les précipitations au logarithme de la période de retour, caractérise cette relation.
- **Hypothèse N°2** : Le déficit d'écoulement (différence entre précipitations et volume écoulé à l'exutoire) atteint un seuil maximal au-delà d'une certaine intensité pluviométrique. Lorsque le bassin versant est saturé, ce déficit se stabilise, devenant indépendant de l'apport pluviométrique ou du débit. Graphiquement, cela se manifeste par un parallélisme entre les courbes de distribution des précipitations et des écoulements au-delà d'un point critique, généralement situé entre 10 et 50 ans selon les caractéristiques du bassin.
- **Hypothèse N°3** : Le débit maximal de crue, quelle que soit sa période de retour, peut être déduit du volume écoulé en appliquant un coefficient spécifique au bassin versant. Ce coefficient de forme (ou d'affinité), déterminé à partir de l'analyse des hydrogrammes observés, permet de relier linéairement le pic de crue au volume ruisselé.

2) Les étapes de la méthode de Gradex :

- Ajuster les pluies maximales journalières selon la loi de Gumbel.
- Calculer le Gradex des précipitations, c'est-à-dire la pente de la droite de Gumbel.

$$\mathbf{P(mm)} = a \times \mu + b$$

- Les débits observés sont calibrés selon la loi de Gumbel afin d'établir le débit de référence correspondant à une période de retour de 10 ans (Q_{10}). Ce débit décennal, servant de point de départ pour l'extrapolation des crues extrêmes, est ensuite converti en hauteur d'eau ruisselée à l'échelle du bassin versant à travers la relation :

$$\mathbf{R(mm)} = \frac{Q(m3/s)\times 3{,}6\times n(h)}{s(Km2)} \qquad \text{(III.26)}$$

- Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0,9 (T = 10 ans) en utilisant une droite dont la pente est égale au Gradex des précipitations.

$$\mathbf{Q(\mu\%)} = a\times \mu + b' \qquad \text{(III.27)}$$

Avec :
a : Gradex de la pluie.
μ : Variable réduite de Gumbel.

Et :

$$\boldsymbol{\mu} = -\ln(-\ln(F)) \qquad \text{(III.28)}$$

D'autre part :

$$\mathbf{F} = \frac{1}{1-T}$$

Pour une période de retour de 10ans (T=10ans) :

$$\mathbf{b'} = Q_{10ans} - a\,\mu \qquad \text{(III.29)}$$

Tracer la droite correspondant à l'équation 3.11 sur le même graphique que l'ajustement de P−jmax . Ensuite, déterminer les valeurs de Q pour chaque période de retour (en mm). Enfin, convertir ces débits en m³/s à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{Q} = \frac{S(Km2)\times Q(mm)}{3.6} \qquad \text{(III.30)}$$

- On calcule le coefficient de pointe :

$$\mathbf{Cp} = \frac{Qmax}{Qmoy} \qquad \text{(III.31)}$$

- Calcul du débit de pointe :

$$\mathbf{Qp} = Cp \times Q \qquad \text{(III.32)}$$

La méthode consiste à sélectionner un pas de temps n (en heures) pour l'analyse, généralement déterminé à partir de la moyenne des intervalles observés dans les hydrogrammes de crues disponibles. Pour des questions de commodité, on opte souvent pour des valeurs standardisées telles que 2, 4, 6 heures, pouvant aller jusqu'à 48 heures. Il est important de noter que les débits de pointe calculés présentent une faible sensibilité à la valeur exacte de n, pourvu que l'ordre de grandeur soit correctement estimé.

- **Application de la méthode de GRADEX :**

Deux stations pluviométriques ont été utilisées pour observer les séries de pluies maximales journalières.

Tableau III.20 : caractéristiques des stations pluviométriques (source : ANRH).

Code de la station	Nom de la station	Type de la station	Les coordonnées			Période d'observation
			X (m)	Y (m)	Z (m)	
012001	EL - ABADIA	Pluviométrique	407.85	327.3	162	1974-2021
012004	TIKEZAL	Pluviométrique	414.35	321.7	320	1973-2021
011906	ROUINA MINES	Pluviométrique	421.45	324.15	245	1978-2018

Tableau III.21 : Série des précipitations annuels de la station 012001 (source : ANRH).

Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)
1974	29.2	1990	17.5	2006	21
1975	49.8	1991	28.1	2007	48.5
1976	53.8	1992	21.2	2008	28
1977	22.8	1993	27.4	2009	35.5
1978	37.1	1994	28.7	2010	42.2
1979	31.3	1995	92	2011	34.5
1980	37.3	1996	42	2012	32.3
1981	33.5	1997	33.2	2013	21.5
1982	25.8	1998	38.5	2014	32.5
1983	24.3	1999	24	2015	39.7
1984	25.5	2000	40.6	2016	34.3
1985	47.8	2001	31	2017	59.9
1986	35.4	2002	30.2	2018	26.4
1987	20.7	2003	29.9	2019	22.2
1988	34	2004	24.9	2020	19.1
1989	39.8	2005	21	2021	55.9

- Nombre heurs : n = 2h.
- Ajustement des pluies maximales journalières de la station pluviométrique Abadia 012001 selon la loi de Gumbel.

Tableau III.22 : Résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières de la station pluviométrique de Abadia 012001 selon la loi de Gumbel.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Débit max jour	Écart type	Intervalle de confiance
1000	0,9990	98.9	11	77.4-120
100	0,9900	75.3	7.45	60.6-89,9
50	0,9800	68.1	6.39	55.6-80.6
20	0,9500	58.5	5.01	48.7-68.4
10	0,9000	51.2	3.96	43.4-58.9
5	0.8000	43.5	2.93	37,7-49.2
2	0,5000	37.3	1,74	28.4-35,3

- L'équation de la droite de Gumbel pour la station pluviométrique Herraza, obtenue à l'aide du logiciel Hyfran-Plus, est présentée ci-dessous :

$$\mathbf{P(mm)} = 10.255\ \mu + 28.08 \qquad \text{(III.34)}$$

Avec :

Le Gradex (a) : a = 10.255

b = 28.08

Comme il n'existait pas d'enregistrements des crues dans la zone étudiée, nous avons estimé le temps de base et le débit décennal par analogie avec le bassin versant de l'Oued Harreza, de même grandeur le temps de base et le débit décennal tel que :

$$\frac{Q}{S} = \frac{Q'}{S'}$$

$$\begin{cases} Q' = 59.3\ m^3/s \\ S' = 102\ km^2 \end{cases}$$

$$\frac{Q}{2.548} = \frac{59.3}{102}$$

Donc :

$$\mathbf{Q_{10ans} = 1.23\ m^3/s}$$

- Le débit décennal est exprimé en lame d'eau équivalente.

$$R(mm) = \frac{Q(m3/s)\times 3{,}6\times n(h)}{S(km2)} \qquad \text{(III.35)}$$

$$\mathbf{R=2.1mm/j}$$

$$Q_{10ans} = a * \mu + b' \longrightarrow b' = Q_{10ans} - a * \mu \qquad \text{(III.36)}$$

$$\mu_{10} = -\ln(-\ln(F)) = -\ln(-\ln(0.9)) = 2.25 \longrightarrow \mu_{10\,ans} = 2{,}25$$

$$F = \frac{1}{1-T} \qquad \text{(III.37)}$$

Alors :

$$b' = -20.88$$

Donc :

$$Q\mu\% = 10.21\ \mu - 20.88 \qquad \text{(III.38)}$$

La droite des débits est tracée sur le même graphique que l'ajustement des pluies maximales journalières.

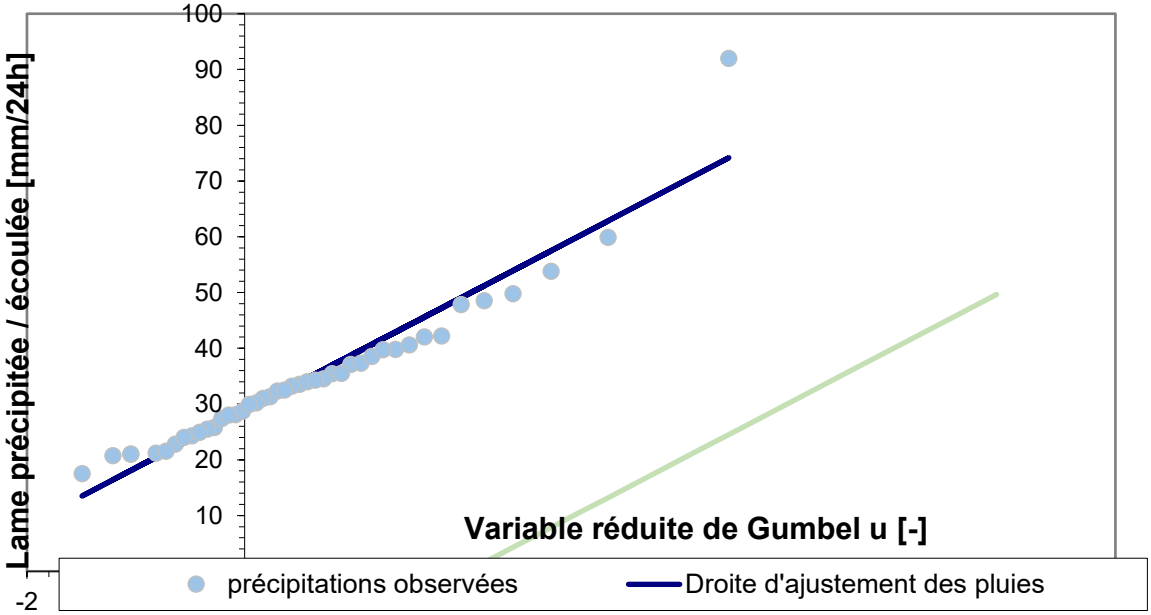


Figure III.12: Graphique d'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

Les débits de pointe sont calculés pour les différentes périodes de retour, en utilisant un coefficient de pointe de Cp = 2.

Avec :

$$\mathbf{Cp} = \frac{Qmax}{Qmoy} \qquad \text{(III.39)}$$

Tableau III.23 : Résultats des calculs pour la station de EL Abadia, selon les différentes périodes de retour.

Temps de retour (ans)	Fréquence empirique selon Hazen	u	Précipitation	Débits moyen (mm/24h)	Débits moyen (m3 /s)	Débits de Pointe
10	0,9000	2,25	51.7	2.1	1	2
20	0,9500	2,97	59.1	9.4	6	11
50	0,9800	3,9	68.6	19	11	22
100	**0,9900**	**4,6**	**75.7**	**26.1**	**15**	**31**
1000	0,9990	6,61	99.3	49.6	29	58

Les mêmes étapes de la méthode de GRADEX sont appliquées aux autres stations.

Tableau III.24 : Résultats de l'ajustement des stations prises.

Périodes de retour (Ans)	Les station pluviométriques		
	Rouina mines	**Tikzal**	**Abadiaa**
10	4	5	2
20	9	12	11
50	15	21	22
100	**20**	**27**	**31**
1000	36	49	58

La station pluviométrique de el abadia enregistre le débit le plus élevé, soit 31 m^3/s, et est donc retenue comme débit de référence pour le projet

.

III.2.4 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme est une courbe qui retrace la variation des débits au cours d'un épisode de crue. Il fournit des informations essentielles sur les caractéristiques hydrologiques de l'événement, notamment sa forme, son volume, le temps de montée et le temps de base. Pour le construire, nous avons utilisé la méthode de Sokolovsky (Touaibia, 2015), laquelle s'appuie sur deux courbes paraboliques : l'une décrivant la phase de montée des eaux et l'autre modélisant leur décrue.

- **Temp de montée (crue) :**

$$\mathbf{Q(t)} = Q_{max} \times \left(\frac{t}{Tm}\right)^n \qquad \text{(III.40)}$$

Pour les petits bassins versant en prend : Tm = Tc

Avec :

Tc : temps de concentration (h).

Qmax : débit maximal de crue (m3/s).

Q(T) : débit instantané (m3/s).

- **Temps de descente (decrue) :**

$$\mathbf{Q(t)} = Q_{max} \times \left(\frac{Tb - t}{Td}\right)^m \qquad \text{(III.41)}$$

Avec :
Qmax : débit maximal de crue (m^3/s).
Q(T) : débit instantané (m^3/s).

$$\mathbf{Tm = Tc}$$

Tm : temps de montee (h).

$$\mathbf{Td = \delta \times Tm} \qquad \text{(III.42)}$$

Td : temps de decrue (h).

$$\mathbf{Tb = Tm + Td} \qquad \text{(III.43)}$$

Tb : temps de base (h).
n et m : puissances des paraboles n=2 et m=3

Tableau III.25 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ).

Typologie du cours d'eau	Valeur de "δ"
Ruisselets et incisions hydriques localisés dans des bassins versants dépourvus de couvert végétal, à sols faiblement perméables	2,0 – 2,5
Cours d'eau mineurs et talwegs discontinus, présents dans des bassins versants fragmentés ou à forte infiltration, ainsi que chenaux intermédiaires accompagnés de terrasses alluviales bien développées	3,0 – 4,0
Rivières de gabarit moyen à important, associées à des plaines inondables larges et actives	4,0 – 7,0

Tableau III.26: Débits centennaux en fonction du temps pour la zone d'étude.

Temps (min)	**Période de retour 100 ans**		
	Station de ABADIA	**Station de TIKZAL**	**Station de ROUINA MAIRIE**
0	0	0	0
5	0,6988971	0,60871682	0,45090135
10	2,79558838	2,4348673	1,80360541
15	6,29007386	5,47845142	4,05811217
20	11,1823535	9,7394692	7,21442163
25	17,4724274	15,2179206	11,2725338
30	25,1602954	21,9138057	16,2324487
33.3	**31**	**27**	**20**
35	28,6862049	24,9847591	18,507229
40	22,5537869	19,6436209	14,5508303
45	17,3642504	15,123702	11,2027422
50	13,0388907	11,3564531	8,41218752
55	9,4990031	8,27332528	6,1283891
60	6,6658831	5,80576915	4,30056974
65	4,46082604	3,88523558	2,87795228
70	2,80512728	2,44317537	1,80975953
75	1,62008219	1,41103933	1,04521432
80	0,82698615	0,72027826	0,53353945
85	0,34713453	0,30234297	0,22395776
90	0,1018227	0,08868428	0,06569206
95	0,01234603	0,01075299	0,00796518
99.9	0	0	0

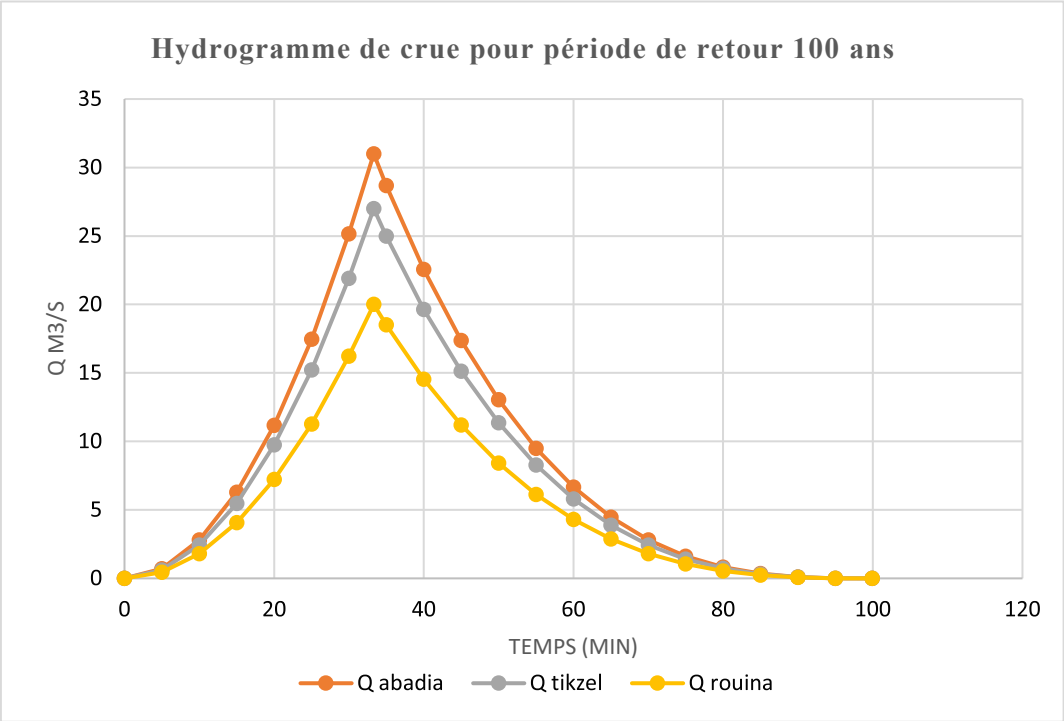


Figure III.13 : Hydrogramme de crue avec une période de retour de 100 ans pour les différentes stations.

La crue de conception correspond à l'événement hydrologique extrême qu'un ouvrage doit pouvoir contenir, caractérisé par une probabilité de dépassement spécifique. Sa détermination intègre une analyse multicritère prenant en compte : l'importance stratégique de l'infrastructure, les risques potentiels pour les zones aval, ainsi que les considérations techniques, économiques et environnementales. Pour ce projet de protection contre les inondations, l'étude a retenu une crue centennale (période de retour de 100 ans). L'analyse comparative des débits maximaux enregistrés dans les différentes stations hydrométriques - Tikzel (27 m³/s), Rouina mines (20 m³/s) et Aabdia (31 m³/s) a révélé que la station Abadia 012001 présentait la valeur la plus élevée. Sur cette base, le débit de conception a donc été fixé à 31 m³/s, garantissant une marge de sécurité optimale pour la protection des biens et des personnes.

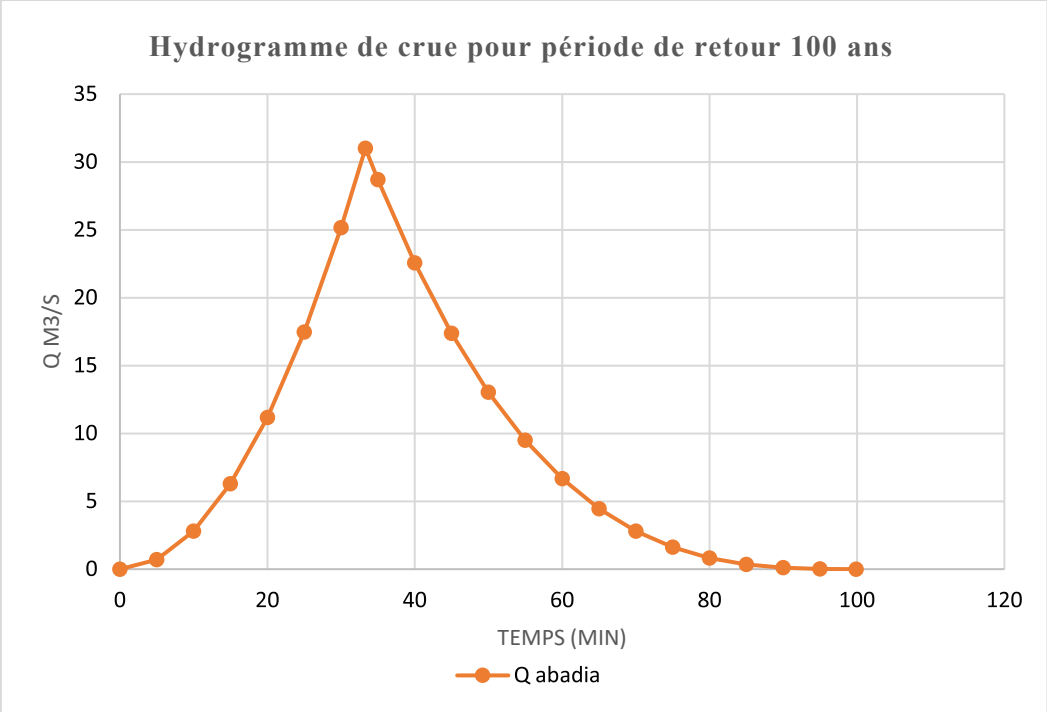


Figure III.14 : Hydrogramme de crue du projet de la station pluviometrique de ABADIA 012001.

Conclusion :

Ce chapitre vise à déterminer les paramètres hydrologiques clés nécessaires à l'aménagement de la rive est de l'Oued Khoudja, dans l'objectif de protéger les zones habitées avoisinantes contre les crues centennales. L'étude s'est appuyée sur l'analyse des données recueillies par les stations hydrométriques et pluviométriques du bassin versant concerné. La méthode GRADEX a été appliquée pour le calcul du débit centennal, conduisant à la sélection d'un débit de conception de 31 m³/s, valeur retenue pour dimensionner les ouvrages de protection.

CHAPITRE IV

Simulation des écoulements Hydrauliques et cartographie des zones inondables au risque.

Introduction :

Dans le cadre de la protection de la wilaya de Aïn Defla contre les inondations provoquées par l'oued Khoudja, notamment sur le flanc est l'est de la ville de Aïn Bouyahia, la présente étude hydraulique s'inscrit dans la continuité de l'analyse hydrologique préalable et de la détermination du débit de projet. Cette étape cruciale vise à quantifier avec précision les besoins de gestion des crues et à dimensionner les aménagements de protection de manière optimale.

L'étude repose sur les principes fondamentaux de l'hydraulique à surface libre, une branche spécifique de l'hydraulique qui se distingue de l'hydraulique en charge par la présence d'une surface libre en contact direct avec l'atmosphère. Dans ce type d'écoulement, la gravité constitue le moteur principal, contrairement aux écoulements en charge, où c'est le gradient de pression qui domine. Ces écoulements, qualifiés de gravitaires, sont typiquement rencontrés dans les rivières, fleuves, canaux, ou conduites partiellement remplies, telles que celles utilisées en assainissement ou en irrigation.

Une caractéristique essentielle de l'hydraulique à surface libre est la faible profondeur d'eau comparée à la longueur du lit d'écoulement, ce qui impose une modélisation adaptée, prenant en compte l'interface dynamique entre les deux sous-domaines : l'eau et l'air. Cette représentation permet de résoudre les équations fondamentales de conservation (masse et quantité de mouvement), tout en intégrant les effets topographiques et géométriques.

L'approche retenue s'appuie sur une modélisation fine de l'écoulement naturel, associée à la méthode des valeurs extrêmes pour le traitement des données hydrologiques. Le débit de projet retenu est de 31 m^3/s, et l'étude intègre conjointement l'analyse de la vitesse d'écoulement, afin de garantir une évacuation efficace des eaux de crue. Contrairement aux approches classiques centrées uniquement sur les hauteurs d'eau, la méthodologie adoptée prend également en compte les risques érosifs, condition essentielle à une conception durable des ouvrages.

- Les résultats attendus de cette étude sont les suivants :
- L'élaboration de cartes de profondeur d'inondation précises.
- La délimitation des zones inondables selon différents scénarios de crue.
- La quantification des paramètres critiques : surface inondée, durée de submersion, célérité de montée des eaux.
- La proposition de solutions techniques de protection adaptées au contexte local.

En définitive, cette modélisation, fondée sur une schématisation rigoureuse du système réel, constitue un outil d'aide à la décision indispensable pour une gestion intégrée du risque inondation dans la région.

IV.1 Caractéristiques des canaux :

IV.1.1 Paramètres Hydrauliques :

- **Le débit (Q) :** désigne la quantité d'eau qui traverse une section transversale d'un canal ou d'une conduite durant une période de temps donnée. Il constitue un paramètre fondamental pour évaluer les volumes d'eau circulant dans un système hydraulique. Exprimé généralement en mètres cubes par seconde (m^3/s) ou en litres par seconde (l/s), le débit permet le dimensionnement des ouvrages et la gestion des crues. Il est lié directement à la vitesse d'écoulement et à la géométrie de la section
- **La vitesse d'écoulement (V)** : quantifie la rapidité avec laquelle l'eau se déplace à travers un conduit ou le long d'une surface libre. Elle est influencée par plusieurs facteurs, notamment la pente du terrain, la rugosité des parois, la section d'écoulement et les propriétés du fluide. Exprimée en mètres par seconde (m/s), elle joue un rôle essentiel dans la dynamique fluviale : elle conditionne le transport solide, la dispersion des polluants, et les effets érosifs potentiels.
- **La pente hydraulique (i) :** représente l'inclinaison du système d'écoulement et traduit la perte de charge hydraulique par unité de longueur. Elle reflète la dissipation d'énergie due aux frottements dans le lit du cours d'eau ou les parois de la conduite. Elle est habituellement exprimée en mètre par mètre (m/m) ou en pourcentage (%). Une pente plus forte génère une accélération d'eau, ce qui se traduit par une augmentation de la vitesse et potentiellement du débit

la relation de la pente est :

$$I = \frac{\Delta Z}{L} \qquad \text{(IV.1)}$$

Avec :

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

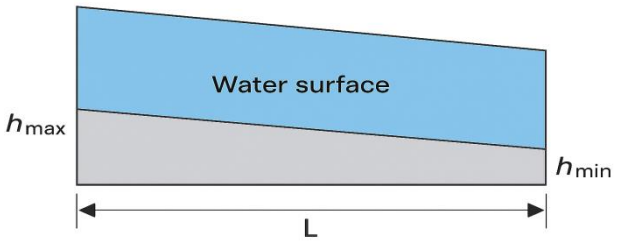


Figure IV.1: schéma simplifie représente la pente.

- **Coefficient de Manning (n) :** Le coefficient de Manning (n) mesure la résistance au flux de l'eau dans un conduit ou un cours d'eau, en intégrant des paramètres comme la rugosité et la géométrie du canal. Un n élevé reflète une forte résistance, ralentissant l'écoulement, tandis qu'une valeur faible indique une surface lisse favorisant un

écoulement plus rapide. Ce coefficient dépend de plusieurs caractéristiques, notamment la rugosité, la texture, la forme et la composition des parois ou du lit du canal.

Tableau IV.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	0.035

- **La pression :** Elle correspond à la force appliquée par l'eau sur une surface déterminée, généralement exprimée en pascals (Pa) ou en bars. Dans le cas d'un canal à surface libre, la pression y est proche de la pression atmosphérique, soit environ 1 bar.
- **Poids volumique γ_w :** Le poids volumique de l'eau est indiqué par

$$\gamma_w = \mathbf{g}.\ \boldsymbol{\rho}_w \qquad \text{(IV.2)}$$

Avec :

$\boldsymbol{\rho}_w$: La densité de l'eau est de 1000 kg/m³.

g : désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s^2.

IV.1.2 Paramètres géométriques :

- Hauteur normale (h_n) : Hauteur d'eau correspondant à un écoulement permanent et uniforme dans un bief. Elle dépend du débit Q, de la rugosité K et de la pente moyenne du canal.

- Largeur au miroir (B) : Distance horizontale entre les deux berges du canal, mesurée à la surface libre de l'eau (en mètres).

- Périmètre mouillé (P): Longueur totale de la section transversale du canal en contact avec l'eau.

- Surface mouillée (S) : Surface de la section en travers effectivement occupée par l'écoulement

- Rayon hydraulique (R) : Paramètre caractéristique de la section, défini par le rapport

$$R = \frac{\mathbf{S}}{\mathbf{P}} \qquad \text{(IV.3)}$$

- Pente longitudinale (i) : Inclinaison du fond du canal dans le sens de l'écoulement.

- Largeur au fond (b) : Distance horizontale entre les deux parois inférieures du canal.

- Lit mineur : Lit habituel du cours d'eau, par opposition au lit majeur. Le niveau des plus hautes eaux (PHE) désigne la cote maximale atteinte par la surface libre.

- Lit majeur : Zone inondable occupée par le cours d'eau en période de crue. Le lit d'étiage (ou chenal d'étiage) correspond à la partie active du cours d'eau lors des débits les plus faibles.

- Tirant d'eau : Profondeur maximale de l'écoulement dans une section donnée.

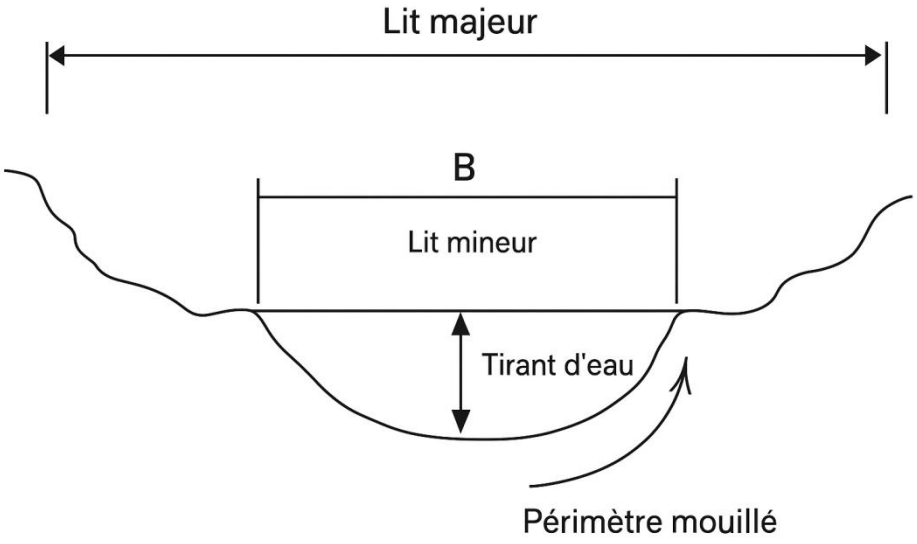


Figure IV.2 : Coupe transversale d'un canal naturel.

Ecoulement permanent (stationnaire) :

Un écoulement est dit permanent lorsque, en tout point du canal et dans toutes les directions, les vitesses moyenne et locale (V et U) ainsi que la profondeur h ne varient pas au cours du temps. Cette condition implique un débit constant le long du canal, en l'absence de tout apport ou prélèvement latéral.

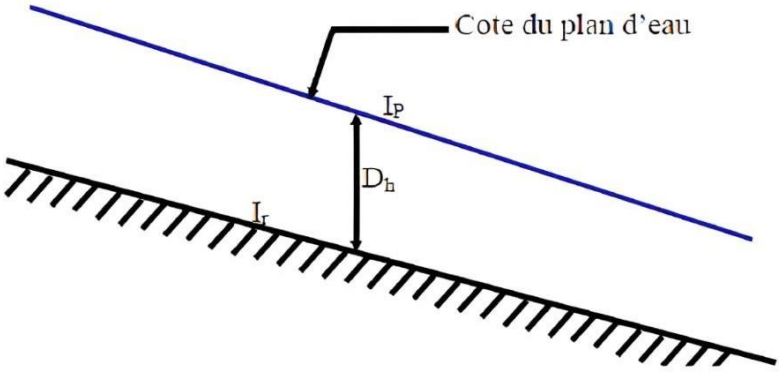


Figure IV.3 : diagramme représente l'Ecoulement permanent (M. HASSANE, 2009/2010).

Ecoulement non permanent (non stationnaire) :

Un écoulement est dit non permanent lorsque la profondeur de l'eau (h) et d'autres paramètres tels que les vitesses moyenne (V) et ponctuelle (U) évoluent au cours du temps. Dans ces conditions, le débit n'est pas stable et présente des fluctuations temporelles.

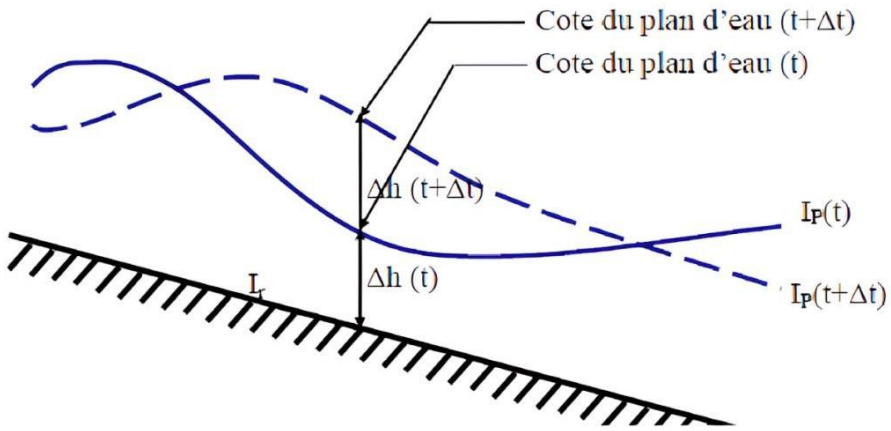


Figure IV.4 : diagramme représente l'Ecoulement non permanent (M. HASSANE, 2009/2010).

IV.3.2 Variable dans l'espace :

- **Écoulement uniforme** : Un écoulement est qualifié d'uniforme lorsqu'il respecte deux conditions fondamentales : la permanence et la continuité. Dans ce cas, la profondeur, la pente, la vitesse et la section transversale du canal restent constantes sur une portion donnée du cours d'eau.
- **Écoulement non uniforme** : Un écoulement est dit non uniforme lorsque la vitesse et la profondeur du fluide évoluent le long du cours d'eau.
    - **Variations graduelles** : Les changements de profondeur et de vitesse se produisent de manière lente et progressive.
    - **Variations brusques** : Les modifications de ces paramètres interviennent de façon soudaine et sur une distance réduite

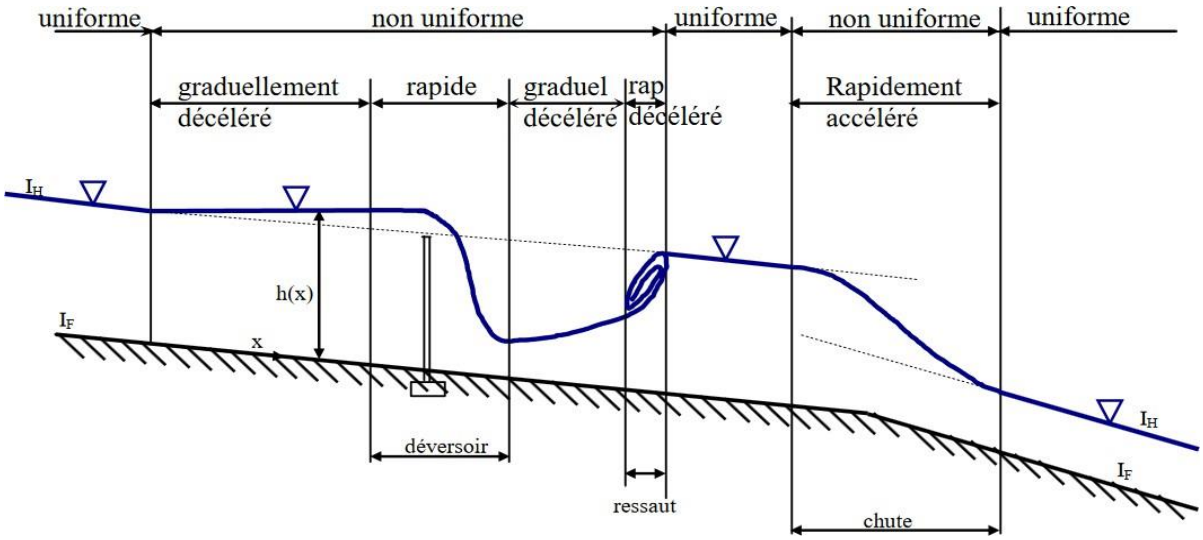


Figure IV.5 : Diagramme représentant les divers types d'écoulements (M. HASSANE, 2009/2010).

IV.4 Régime d'écoulement :

Le nombre de Froude constitue un paramètre fondamental en dynamique des fluides, caractérisant le rapport entre les forces d'inertie et les forces gravitationnelles (Lancastre, 1996). Ce nombre sans dimension permet de distinguer différents régimes d'écoulement dans les systèmes hydrauliques à surface libre.

Lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1, l'écoulement est dit subcritique : les forces gravitationnelles dominent, induisant un écoulement calme et contrôlé. À l'inverse, une valeur supérieure à 1 correspond à un régime supercritique, où les forces d'inertie prédominent, générant des écoulements rapides et énergétiques. Cette classification est primordiale pour l'étude des écoulements en rivières et canaux, ainsi que pour la conception d'ouvrages hydrauliques (Chanson, 2004 ; Leopold & Maddock, 1953).

Par ailleurs, des recherches telles que celles de Chow (1959) soulignent l'impact du nombre de Froude sur la stabilité des structures et la nature des écoulements (laminaires ou turbulents). Son calcul s'avère donc essentiel pour optimiser les projets d'ingénierie hydraulique et prévenir les risques associés aux écoulements critiques.

Le nombre de Froude est exprimée :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \qquad (IV.4)$$

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.

Le nombre de Froude (Fr) et le nombre de Reynolds (Re) permettent une classification complète des régimes d'écoulement :

1. Classification par le nombre de Froude :

- Écoulement fluvial : Fr < 1
- Écoulement torrentiel : Fr > 1
- Écoulement critique : Fr = 1

Cette classification est directement liée à la profondeur normale (Yn) et critique (Yc) :

- Yn < Yc → écoulement uniforme torrentiel
- Yn > Yc → écoulement uniforme fluvial

2. Classification par le nombre de Reynolds :

- Re < 500 : écoulement laminaire
- Re > 2000 : écoulement turbulent
- 500 < Re < 2000 : écoulement de transition

3. Classification combinée (Fr et Re) :

Tableau IV.2 : classification combinée

Type d'écoulement	Condition Fr	Condition Re
Fluvial-laminaire	Fr < 1	Re < 500
Fluvial-turbulent	Fr < 1	Re > 2000
Torrentiel-laminaire	Fr > 1	Re < 500
Torrentiel-turbulent	Fr > 1	Re > 2000

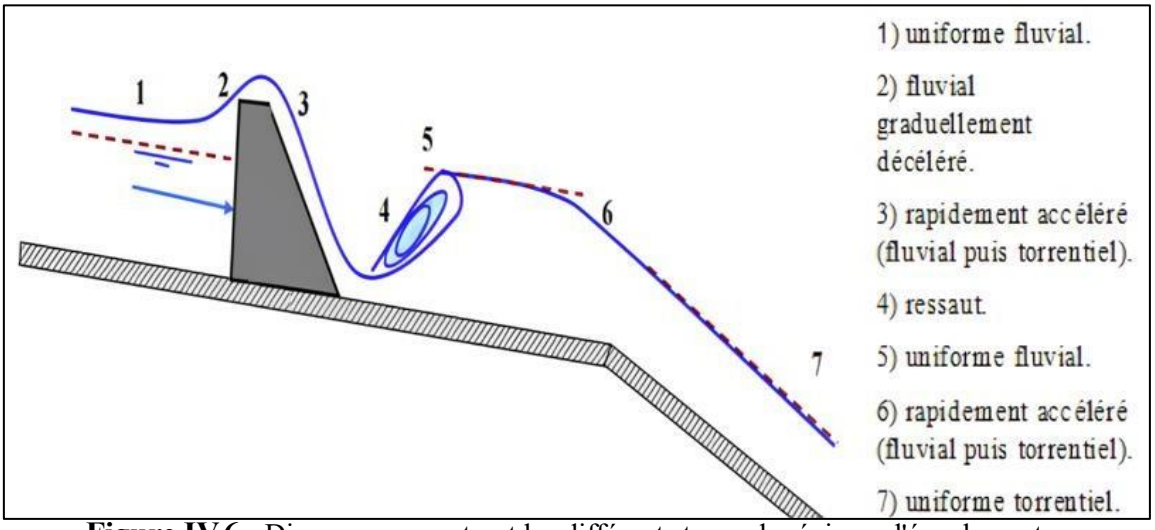


Figure IV.6 : Diagramme montrant les différents types de régimes d'écoulement

(M. HASSANE, 2009/2010).

IV.5 Cours d’eau :

Les oueds et rivières présentent généralement un écoulement à surface libre, dont les caractéristiques hydrauliques dépendent principalement de la pente, de la géométrie du lit et de la rugosité des parois. Selon leur degré d'aménagement, on peut classer ces cours d'eau en deux catégories distinctes : les cours d'eau naturels, conservant leur profil hydraulique originel, et les cours d'eau aménagés, modifiés par des ouvrages artificiels pour répondre à des besoins spécifiques. Cette distinction fondamentale influence directement le comportement hydraulique et la dynamique des écoulements.

IV.5.1 Les canaux naturels :

Les canaux naturels correspondent aux cours d'eau qui se forment naturellement à la surface ou sous la terre, comme les ruisseaux, les torrents, les rivières, les fleuves et les estuaires. Leurs propriétés géométriques et hydrauliques présentent généralement une certaine irrégularité.



Figure IV.7 : schéma représente un canal Naturel.

IV.4.2 Les canaux artificiels :

Les canaux artificiels sont des ouvrages hydrauliques conçus par l’homme pour répondre à divers besoins. Ils peuvent être découverts, comme les canaux de navigation, d’irrigation, de drainage ou d’alimentation en eau, ou bien couverts, tels que les aqueducs, les tunnels hydrauliques, les égouts et les drains, où le liquide n’occupe pas toute la section. Leurs propriétés hydrauliques sont généralement régulières, ce qui permet d’appliquer efficacement les principes de l’hydraulique et d’obtenir des résultats précis.

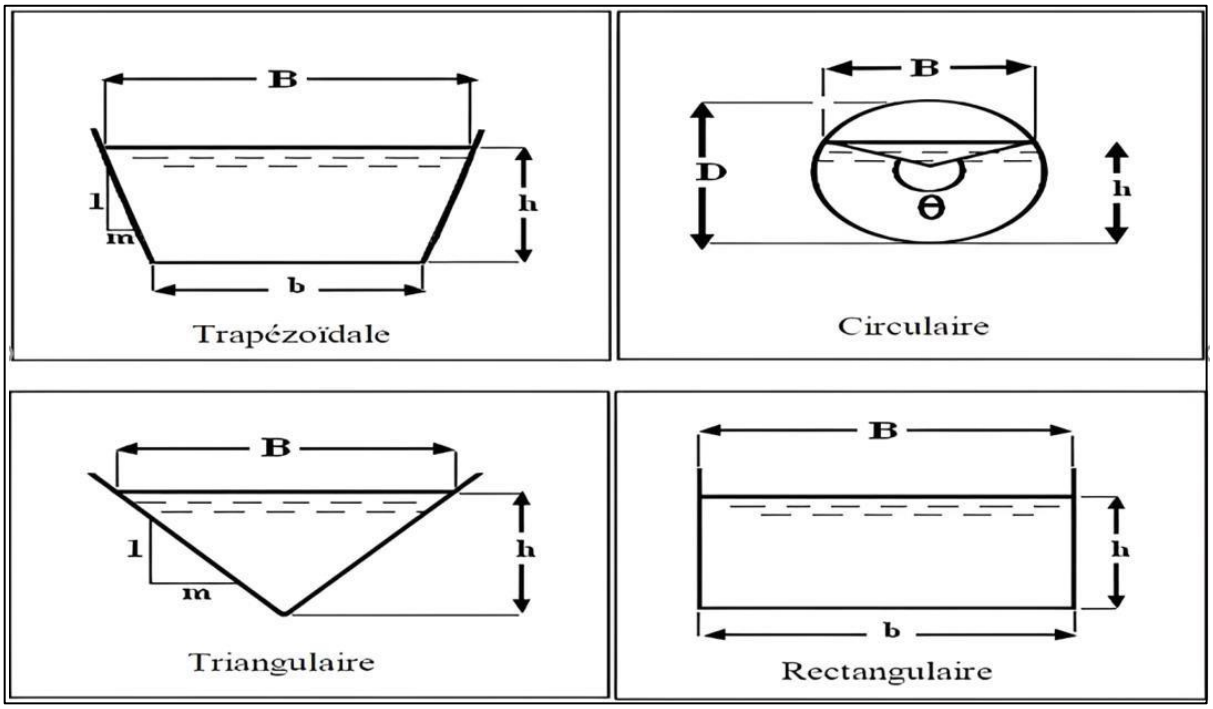


Figure IV.8: types des Canaux Artificiels (Source : TOUMI Abdelouaheb,2016).

IV.5 Diagnostic et simulation du cours d'eau naturel :

IV.5.1 Sélection du modèle hydraulique :

Pour la modélisation des écoulements en rivière, le logiciel HEC-RAS (version 6.6) a été retenu pour ses multiples fonctionnalités :

- Gratuité et accessibilité : Téléchargeable librement en ligne.

- Évaluation des infrastructures : Analyse des impacts des ponts, seuils et épis sur l'écoulement.

- Étude des inondations : Délimitation des zones inondables et analyse des risques associés.

- Flexibilité de modélisation : Prise en charge des approches 1D et 2D pour les cours d'eau et leurs plaines alluviales.

- Diversité des régimes simulés : Capacité à modéliser les écoulements subcritiques, supercritiques et de transition, ainsi que les interactions avec les ouvrages hydrauliques.

- Analyse cartographique : Exploitation des résultats sous forme de cartes pour identifier les zones vulnérables et proposer des solutions de gestion adaptées.

IV.5.2 Présentation du logiciel de simulation HEC-RAS :

Développé par le Centre d'Ingénierie Hydrologique de l'US Army Corps of Engineers et distribué gratuitement, HEC-RAS est un logiciel dédié à la modélisation des écoulements en rivières et canaux. Initialement conçu pour des simulations unidimensionnelles (1D) jusqu'à sa version 5.0, il présentait alors des limitations dans l'analyse des variations hydrauliques

complexes, telles que les changements de section, les coudes ou les écoulements multidimensionnels. Depuis cette version, il intègre désormais des capacités de modélisation 1D et 2D, permettant une analyse plus fine des plaines inondables et des écoulements horizontaux (Cheloufi & Foual, 2018).

Le logiciel couvre un large spectre d'applications en hydrologie et hydraulique, incluant :

- L'étude du ruissellement pluvial,
- L'hydraulique fluviale et l'évaluation des risques d'inondation,
- La simulation des écoulements permanents et transitoires,
- Le transport sédimentaire et la qualité de l'eau,
- La conception d'ouvrages hydrauliques.

Ainsi, HEC-RAS s'impose comme un outil polyvalent pour la recherche et l'ingénierie des systèmes hydrologiques (Cheloufi & Foual, 2018)

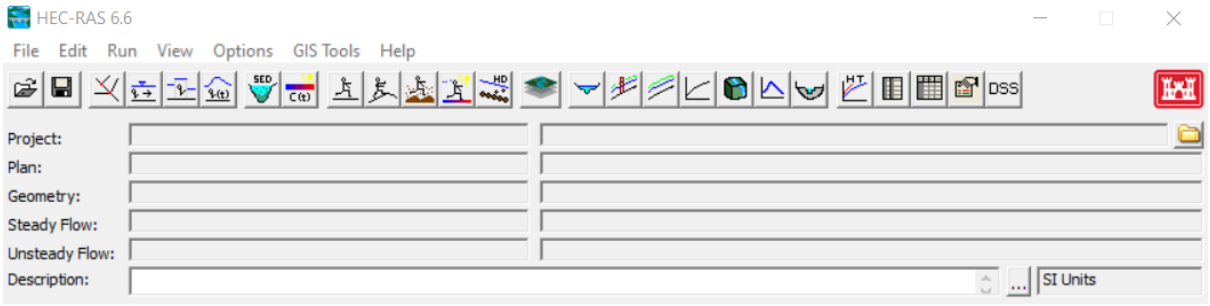


Figure IV.9 : Interface utilisateur du logiciel HEC-RAS (6.6)

IV.5.3 Objectif du logiciel HEC-RAS :

Le programme HEC-RAS a pour objectif principal de réaliser des calculs hydrauliques unidimensionnels pour différents réseaux de canaux, qu'ils soient naturels ou artificiels. En régime permanent, il détermine les hauteurs de surface de l'eau à chaque section d'intérêt à partir des débits connus, tandis qu'en régime non permanent, il simule la propagation des crues à l'aide d'hydrographes. Basé sur le modèle 1D de Saint-Venant, HEC-RAS analyse l'écoulement dans une seule direction le long du canal. En régime graduellement varié, il résout l'équation d'énergie unidimensionnelle en tenant compte des pertes par frottement (formule de Manning-Strickler) ainsi que des effets de contraction ou d'expansion. Lorsque l'écoulement subit des variations rapides, l'équation d'énergie est remplacée par l'équation de la quantité de mouvement afin d'améliorer la précision des résultats (Cheloufi & Foual, 2018)

IV.5.4 Fonctionnement du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est conçu pour simuler avec précision un large éventail de conditions d'écoulement. Son centre de contrôle, véritable cœur du logiciel, offre la possibilité de gérer et de combiner différents types de données, parmi lesquelles :

- La géométrie du canal.
- Les débits et les conditions aux limites.
- Les paramètres de calcul.
- Les résultats de simulation (Idrici, 2017).

IV.5.5 Application d'HEC-RAS sur oued khoudja :

IV.5.5.1 Banque de données nécessaires à l'application du modèle HEC-RAS :

L'utilisation du modèle HEC-RAS nécessite la constitution d'une base de données spécifique à la zone d'étude, incluant notamment :

- Les couples distance–altitude pour l'ensemble des sections transversales.
- La distance séparant deux sections consécutives (au niveau des rives et de l'axe du chenal).
- Les coefficients de contraction et d'expansion.
- Les informations relatives à l'écoulement ainsi qu'aux conditions aux limites (Jabbour, 2006).

IV.5.5.2 Données géométriques

Les données géométriques requises incluent :

- La définition de la connectivité du réseau hydrographique (schéma du système fluvial) ;
- Les relevés des sections transversales ;
- Les informations relatives aux ouvrages hydrauliques existants ou prévus, tels que les ponts, barrages, structures latérales, déversoirs, etc. (Idrici, 2017).

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

Nous utilisons le logiciel ArcGIS pour élaborer un modèle numérique de terrain (MNT) à partir d'un échantillonnage semi-dirigé irrégulier, représentant le relief sous la forme d'un réseau triangulaire irrégulier, ou Triangular Irregular Network (TIN). Grâce à ce TIN, nous pouvons simuler et visualiser l'écoulement des cours d'eau dans RAS Mapper, tout en générant des cartes détaillées illustrant diverses caractéristiques hydrauliques, telles que la profondeur de l'eau, la vitesse du courant et d'autres paramètres essentiels.

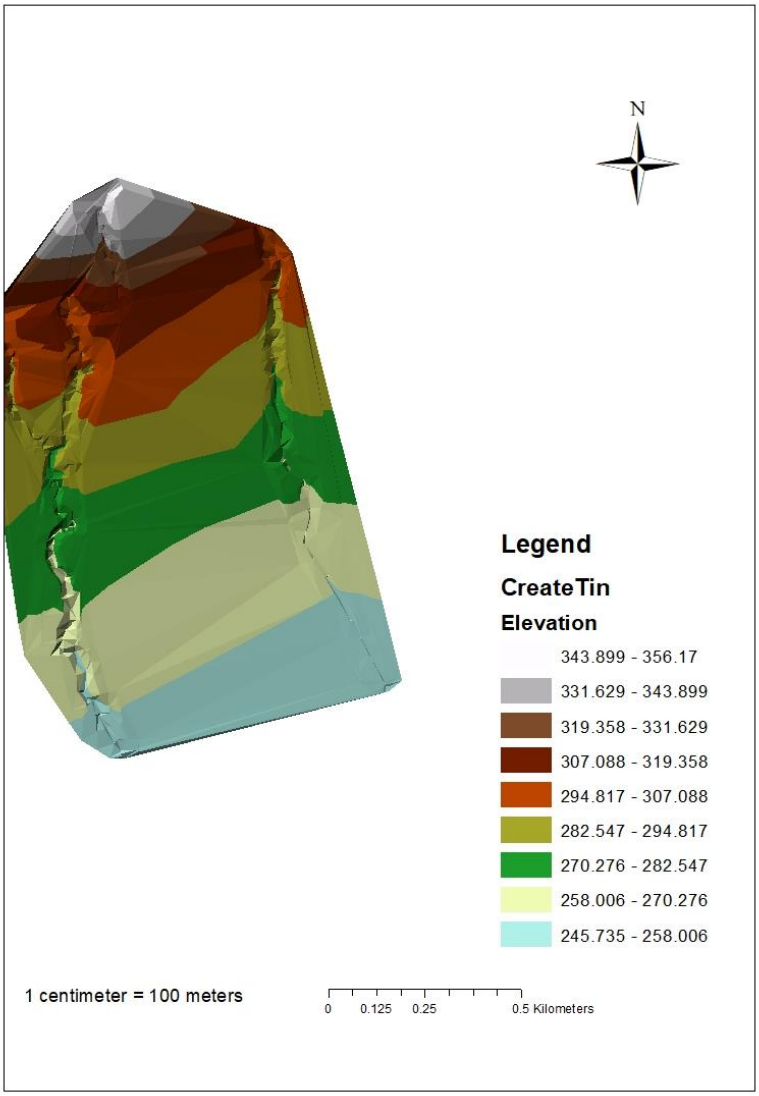


Figure IV.10: TIN (réseau irrégulier triangule) de la zone d'étude.

Après la création du Triangular Irregular Network (TIN), celui-ci est exporté avec un fichier de projection ESRI (.prj), contenant les informations sur le système de coordonnées adapté à la zone d'étude, récupérées depuis le site *Spatial Reference*. Ce TIN est ensuite importé dans HEC-RAS, afin que RAS Mapper puisse l'exploiter avec précision. L'importation s'effectue à l'aide de l'image illustrée ci-dessous

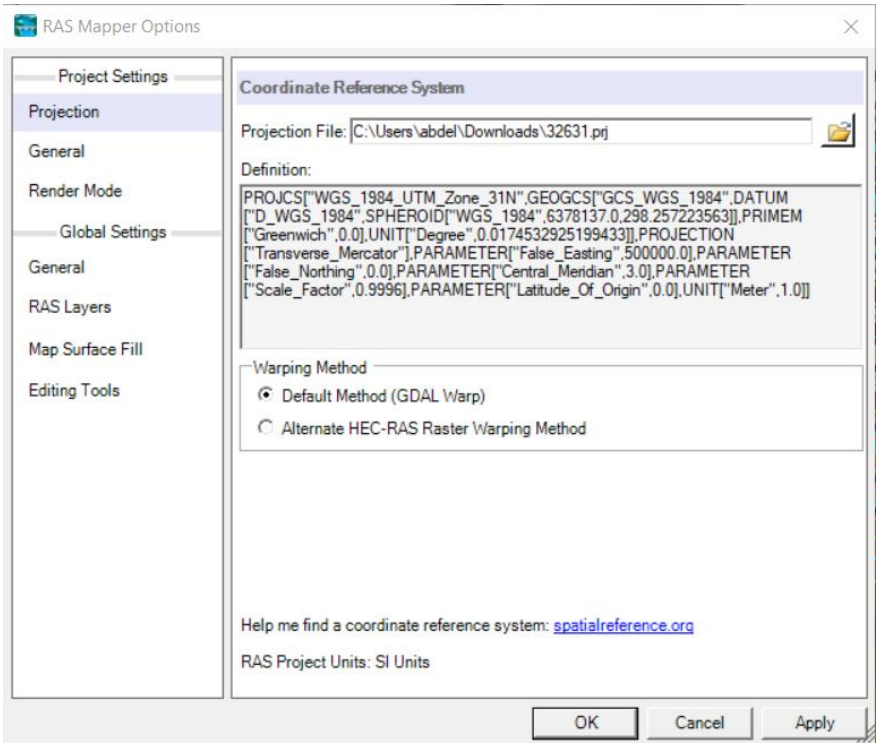


Figure IV.11: Insertion le fichier de projection.

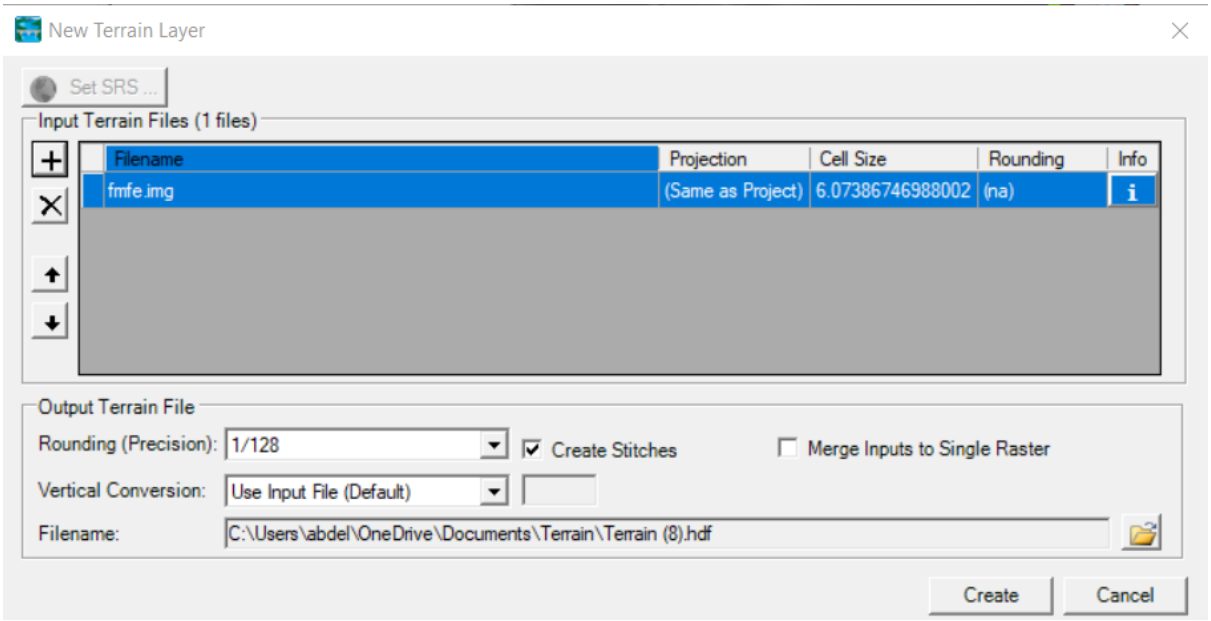


Figure IV.12: Insertion les données du terrain.

- Après avoir importé les données dans HEC-RAS, nous procédons au tracé de l'axe de la rivière, des limites du lit mineur et du lit majeur, ainsi que des sections transversales. Cependant, les profils obtenus initialement ne reflètent pas les profondeurs attendues. Il est donc nécessaire d'ajuster leur géométrie afin d'obtenir des sections transversales correctement configurées, garantissant une représentation fidèle du cours d'eau et de son lit. La figure ci-dessous présente les sections transversales générées à partir de RAS Mapper.

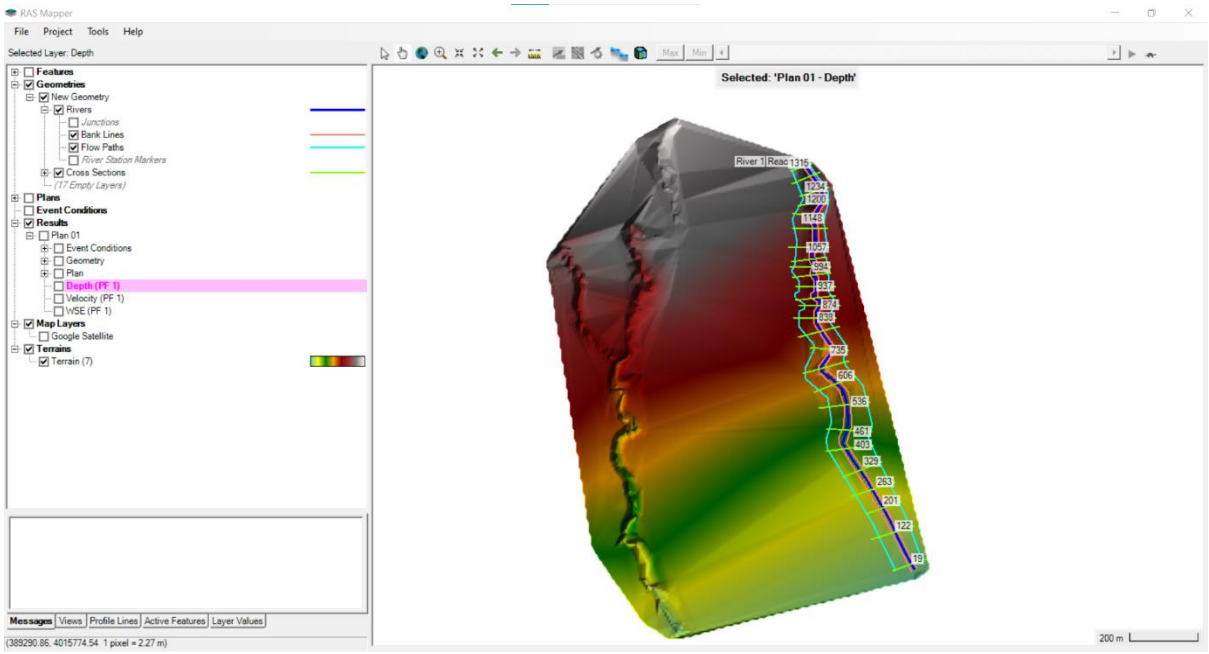


Figure IV.13 : tracé l'axe de l'oued et les limites et les crosse section dans RAS Mapper

- Après l'exportation de notre oued a géometrie data on ajouter les valeurs de coefficient de Manning

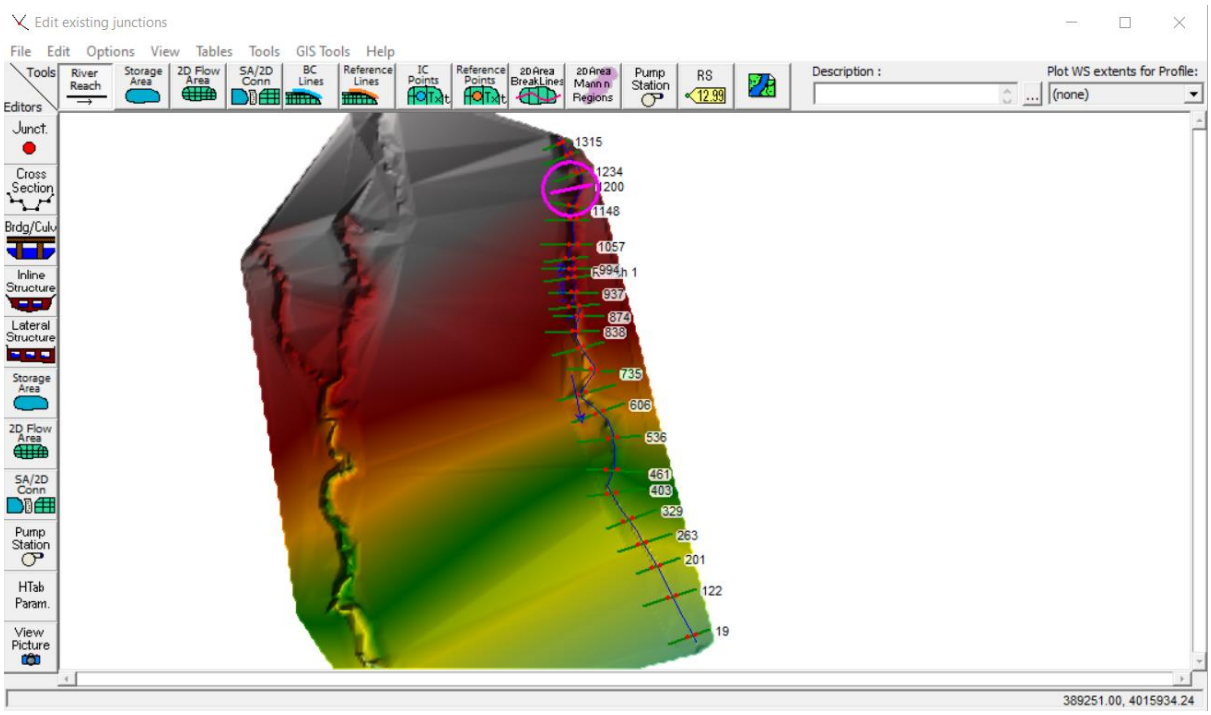
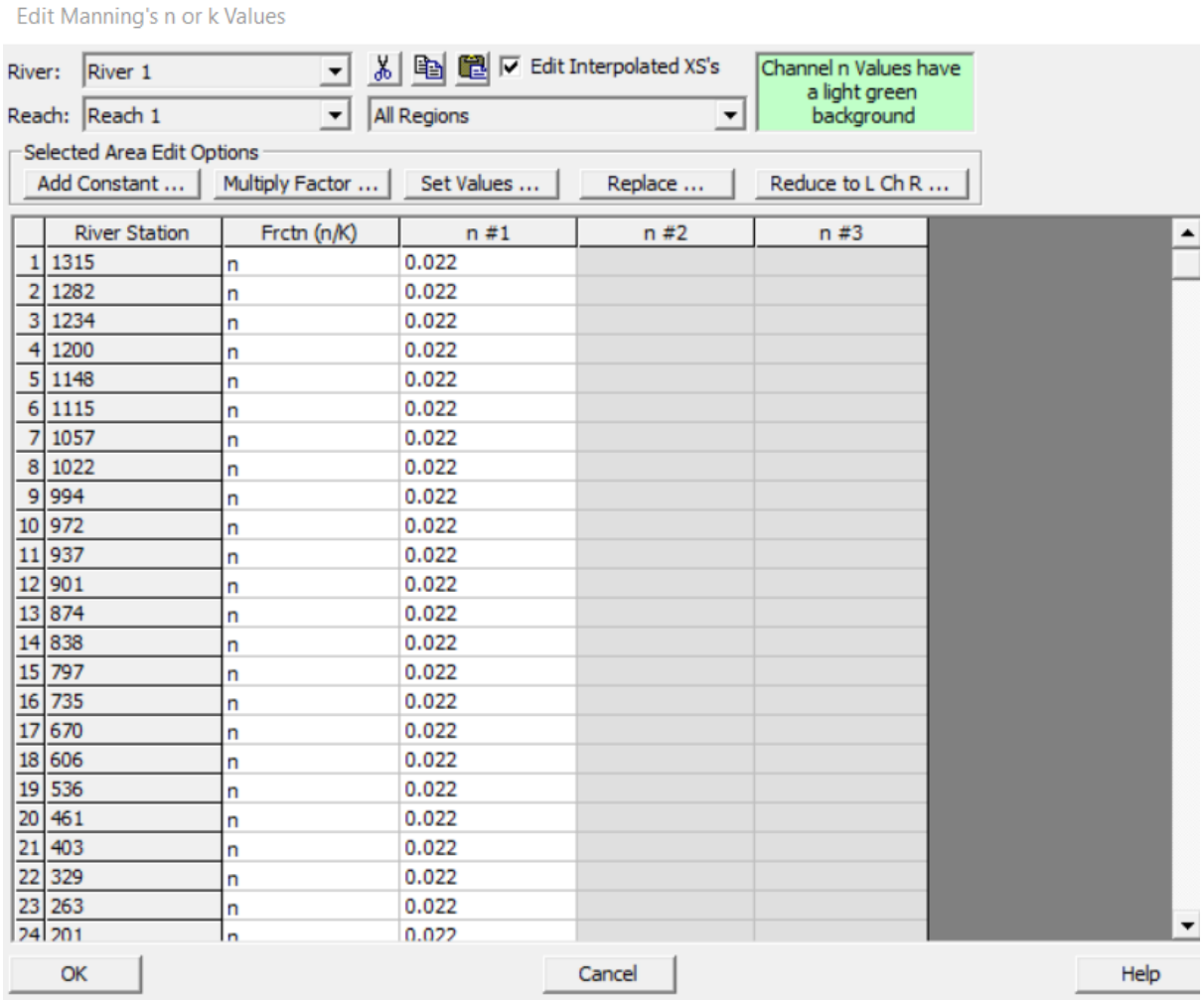


Figure IV.14: Définition du tracé d'oued Khoudja et des sections en travers de l'oued.



	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	1315	n	0.022		
2	1282	n	0.022		
3	1234	n	0.022		
4	1200	n	0.022		
5	1148	n	0.022		
6	1115	n	0.022		
7	1057	n	0.022		
8	1022	n	0.022		
9	994	n	0.022		
10	972	n	0.022		
11	937	n	0.022		
12	901	n	0.022		
13	874	n	0.022		
14	838	n	0.022		
15	797	n	0.022		
16	735	n	0.022		
17	670	n	0.022		
18	606	n	0.022		
19	536	n	0.022		
20	461	n	0.022		
21	403	n	0.022		
22	329	n	0.022		
23	263	n	0.022		
24	201	n	0.022		

Figure IV.15: Insertion des valeurs de Manning (terrain naturel).

➢ **Conditions aux limites (Boundary Conditions) :**

Après l'enregistrement des données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique sous HEC RAS consiste à définir les débits d'entrée ainsi que les conditions limites nécessaires au calcul des profils de surface libre dans l'ensemble du réseau fluvial.

Les conditions limites jouent un rôle essentiel : pour simuler un écoulement permanent, il faut spécifier des valeurs aux points amont, aval, ou aux deux extrémités, afin de déterminer l'altitude de la surface de l'eau dans chaque portion du cours d'eau. Ces paramètres permettent à HEC-RAS d'exécuter les calculs hydrauliques.

Dans notre cas, l'écoulement étant en régime mixte, nous avons défini des conditions limites aux extrémités amont et aval. Nous avons retenu la profondeur normale comme condition, ce qui nécessite de préciser une pente de ligne d'énergie. Cette dernière est estimée en mesurant la pente du tronçon situé en aval du segment modélisé. HEC-RAS utilise ensuite cette valeur dans l'équation de Manning pour déterminer la profondeur correspondante.

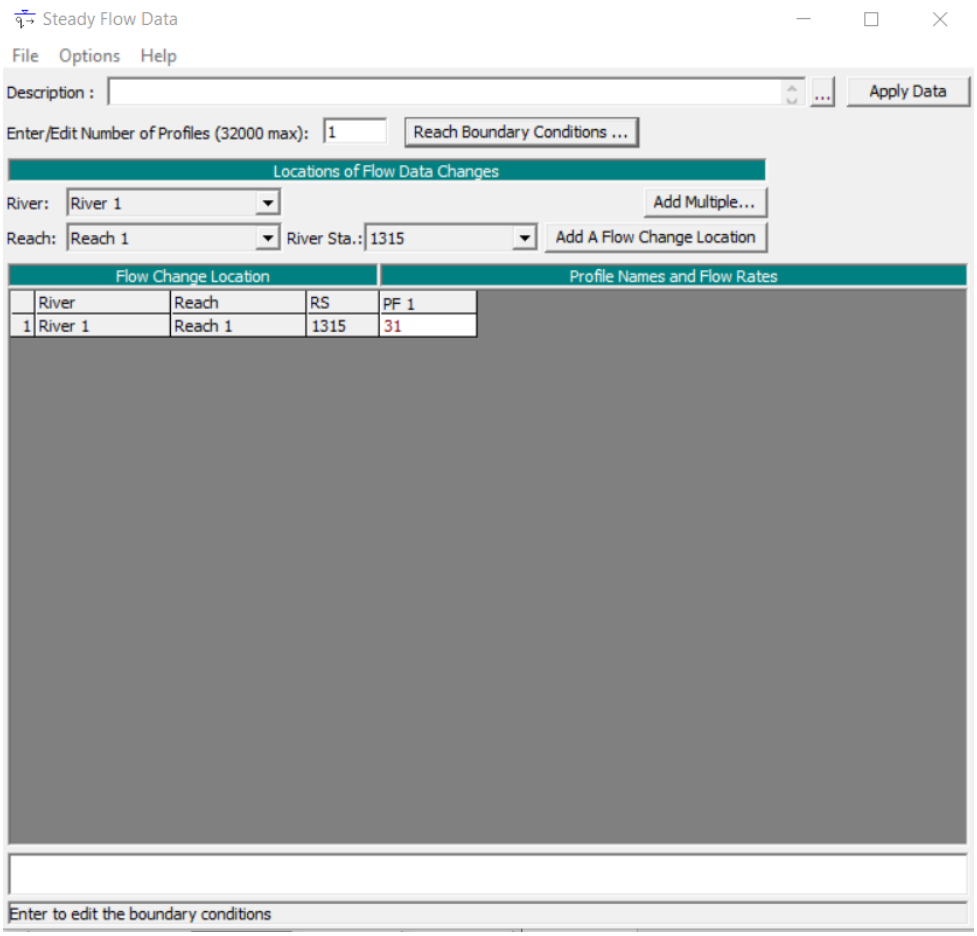


Figure IV.16: Insertion les données hydrauliques d'Oued Khoudja.

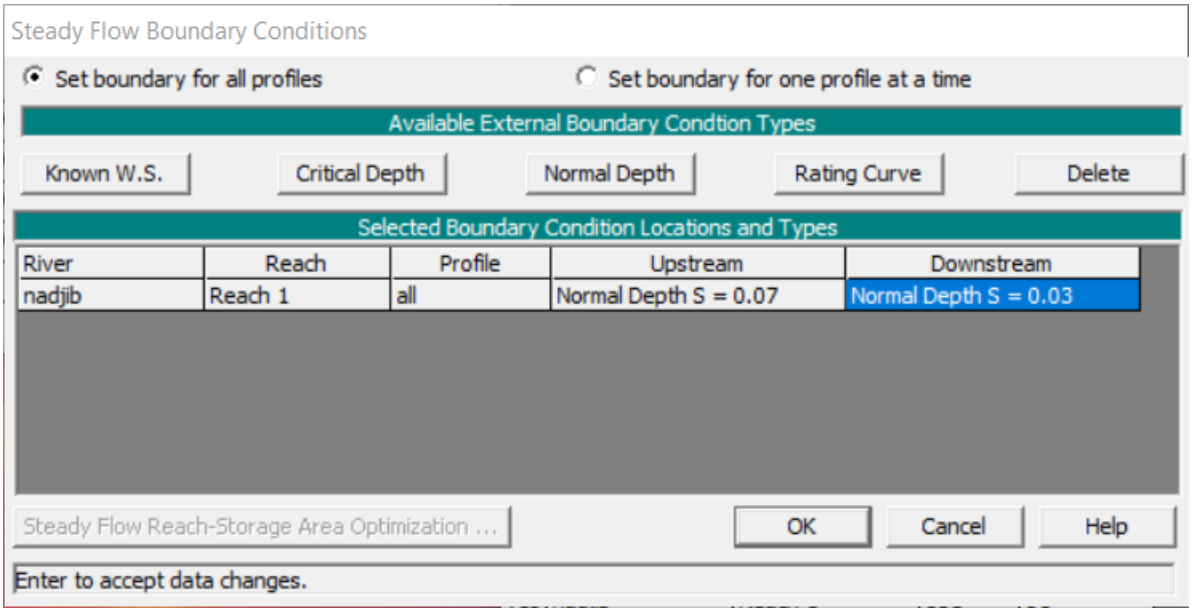
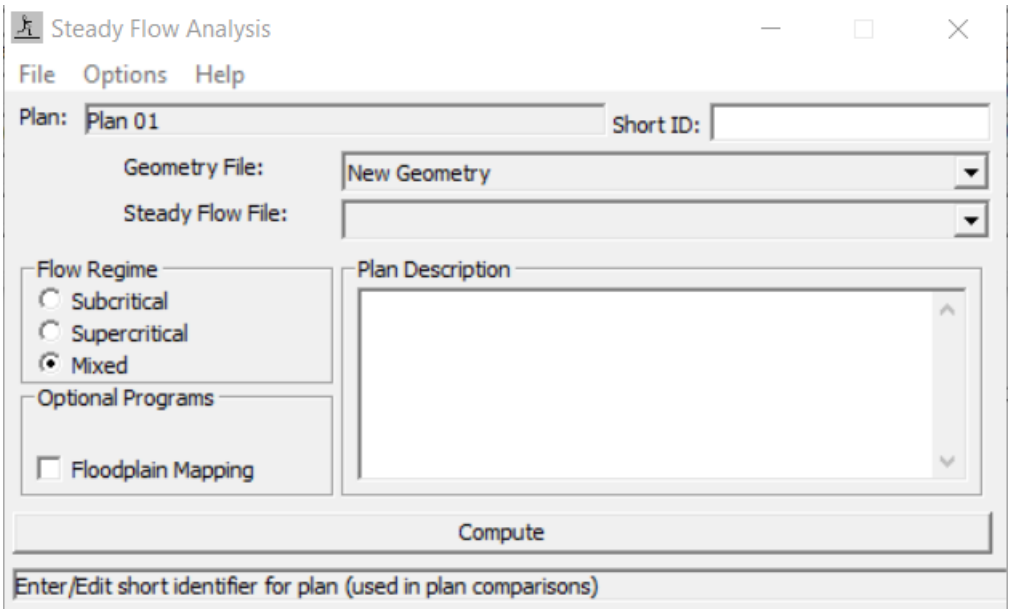


Figure IV.17: Définition des conditions aux limites.

- **Simulation :**

Après la saisie des données géométriques et hydrométriques, ainsi que la définition des conditions aux limites, il est nécessaire de sélectionner le régime d'écoulement approprié parmi les options proposées : fluvial, torrentiel ou mixte, afin de pouvoir lancer les calculs. Dans le cadre de cette étude, un régime mixte a été retenu pour la simulation. Le débit centennal, déterminé lors de l'analyse hydrologique, est estimé à 31 m^3/s.



FigureIV.18 : choix de régime d'écoulement

IV.5.5.3 Résultats de la simulation :

Les résultats obtenus à partir de la simulation sous **HEC-RAS** constituent une source précieuse d'informations pour l'analyse d'un écoulement permanent dans un système fluvial ou hydraulique. Ils permettent d'examiner en détail la répartition des vitesses, les niveaux de la surface libre et les débits au sein du réseau hydrographique, offrant ainsi une meilleure capacité d'anticipation face aux risques potentiels d'inondation.

- **Profil en Long :**

La ligne d'eau illustre la coupe transversale du tronçon étudié, en représentant à la fois le niveau actuel de la surface de l'oued et le niveau correspondant à une crue de période de retour centennale.

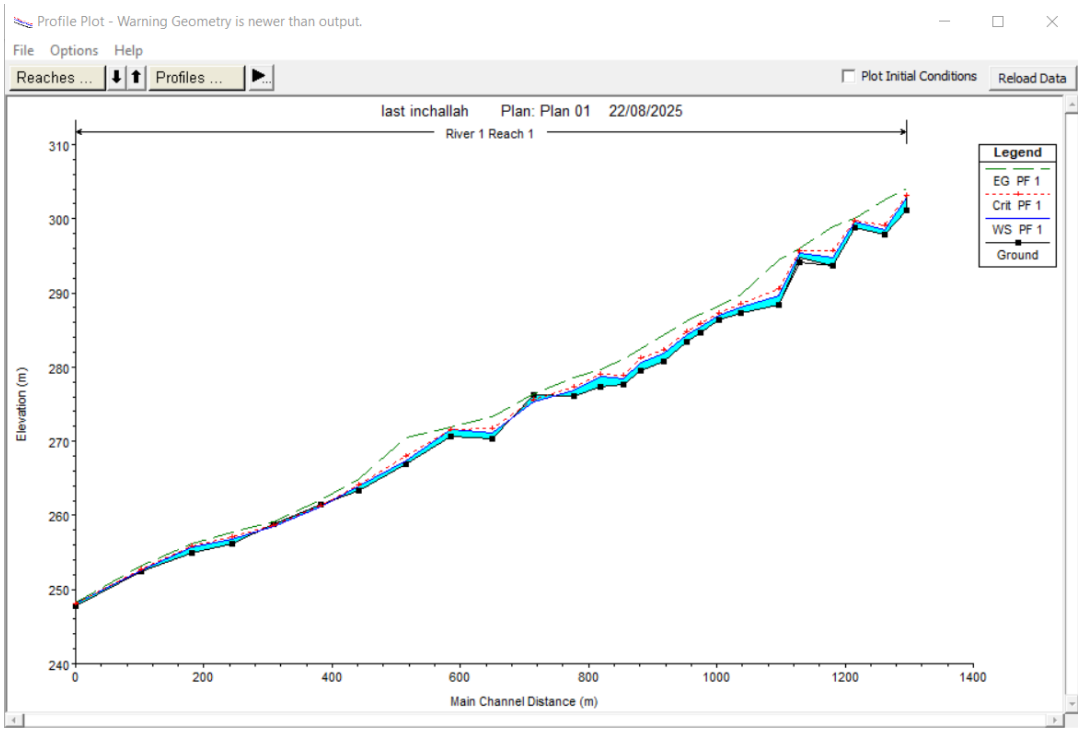


Figure IV.19: Profil en Long du cours d'eau lors d'une crue centennale a l'état naturel.

- **Vue en 3D :**

HEC-RAS offre une visualisation tridimensionnelle, permettant d'analyser plus aisément le comportement des crues pour différentes périodes de retour

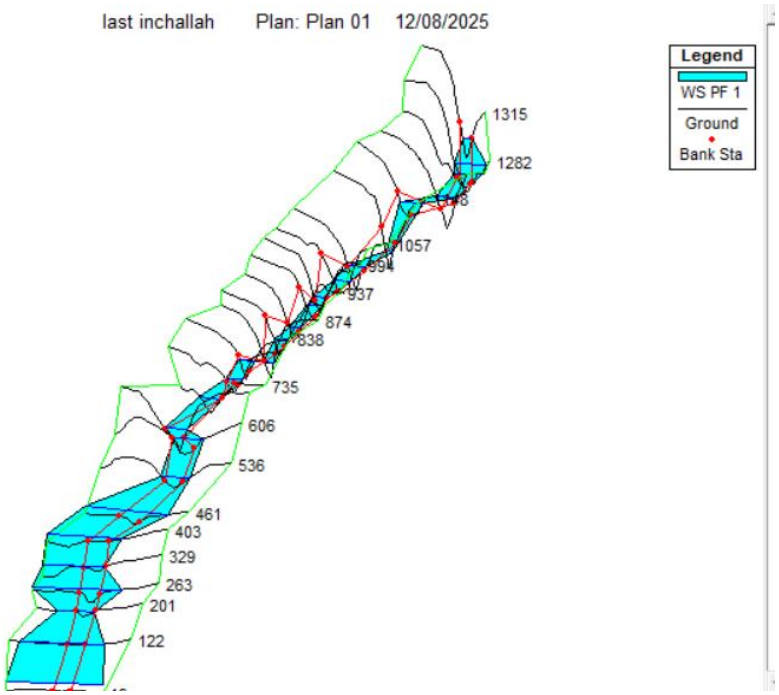


Figure IV.20: Représentation en 3D

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

Grâce à HEC-RAS, nous avons généré un graphique illustrant la variation de la hauteur d'eau en fonction du débit en m³/s.

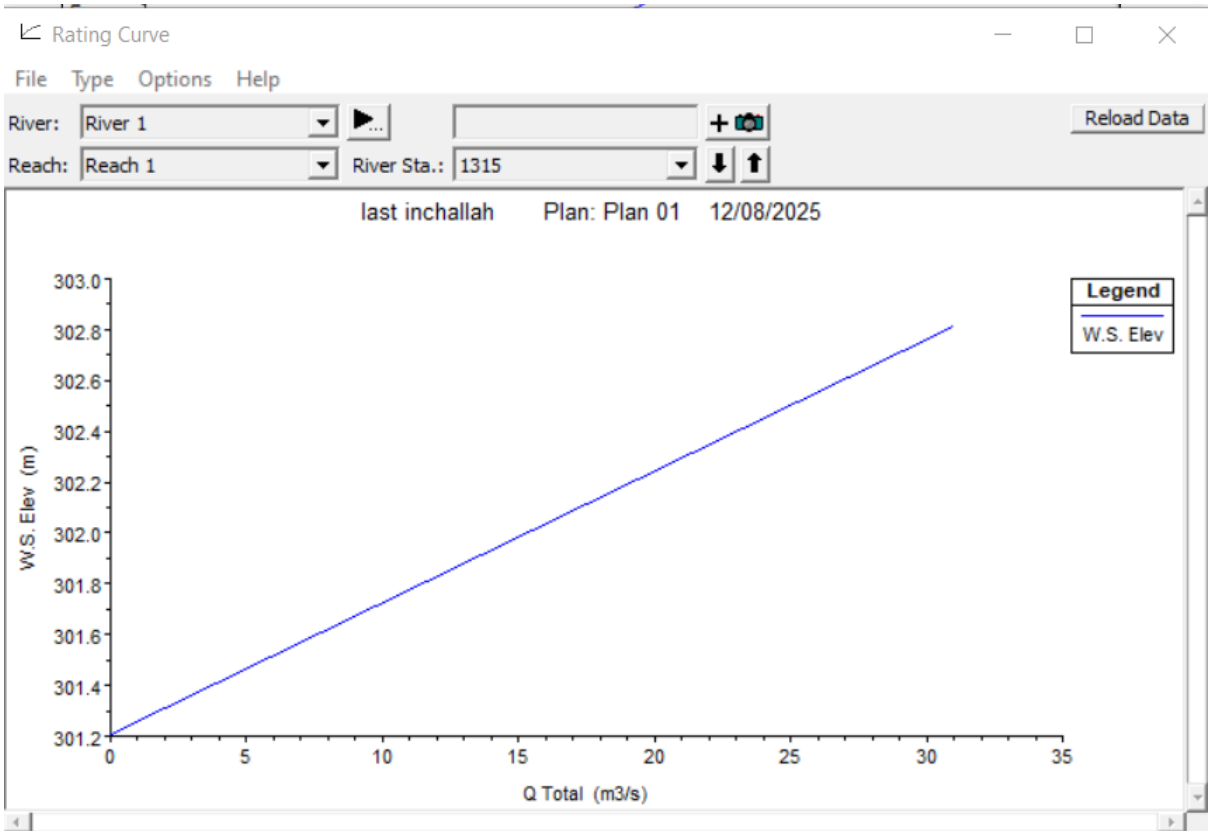


Figure IV.21 : Courbe de tarage du tronçon modélisé d'Oued Khoudja

➢ **Les profils en travers :**

L'utilisation de l'option d'affichage des résultats par profil transversal a permis d'obtenir des informations détaillées pour chaque point le long du cours d'eau. Les analyses révèlent les sections sont exposées à un risque de submersion

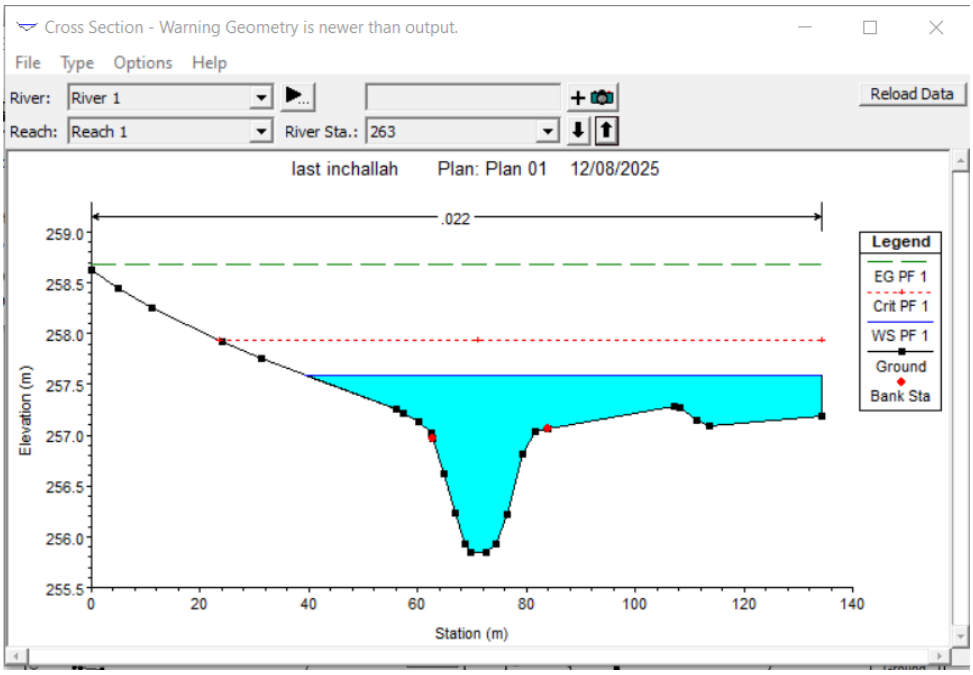


Figure IV.22: profil en travers de la section 243

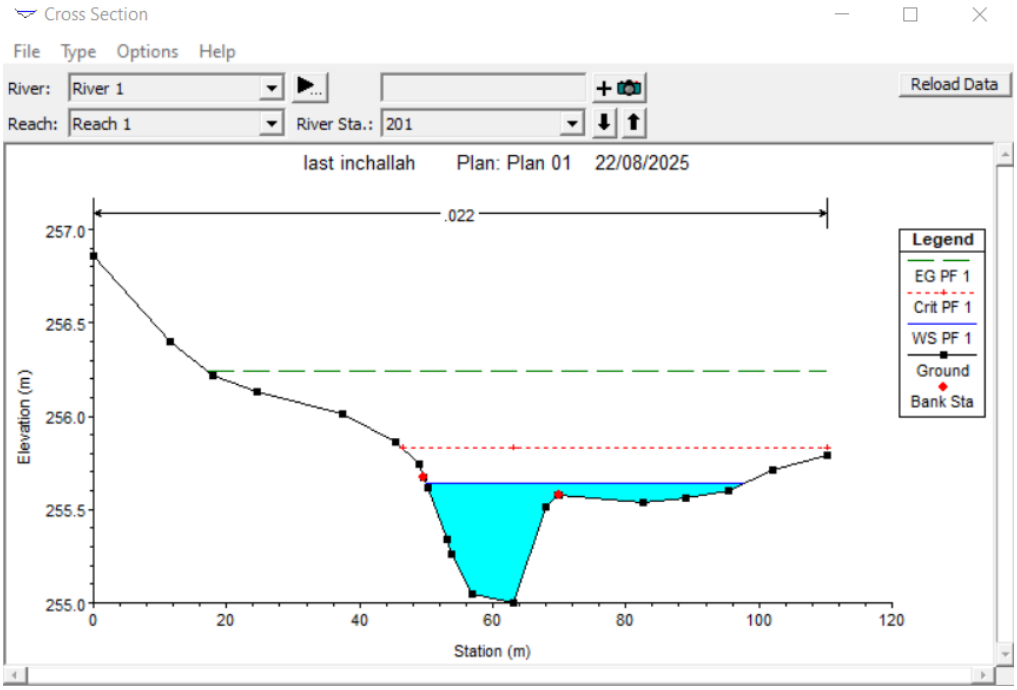


Figure IV.23: Profil en travers de la section 606.

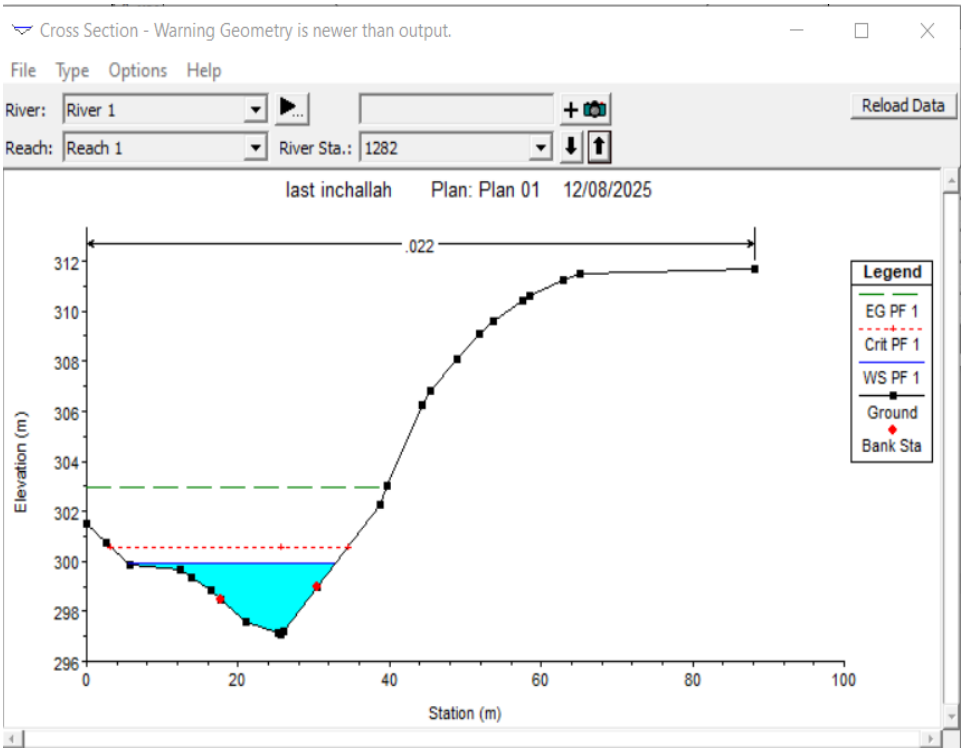


Figure IV.24: profil en travers de la section 819.

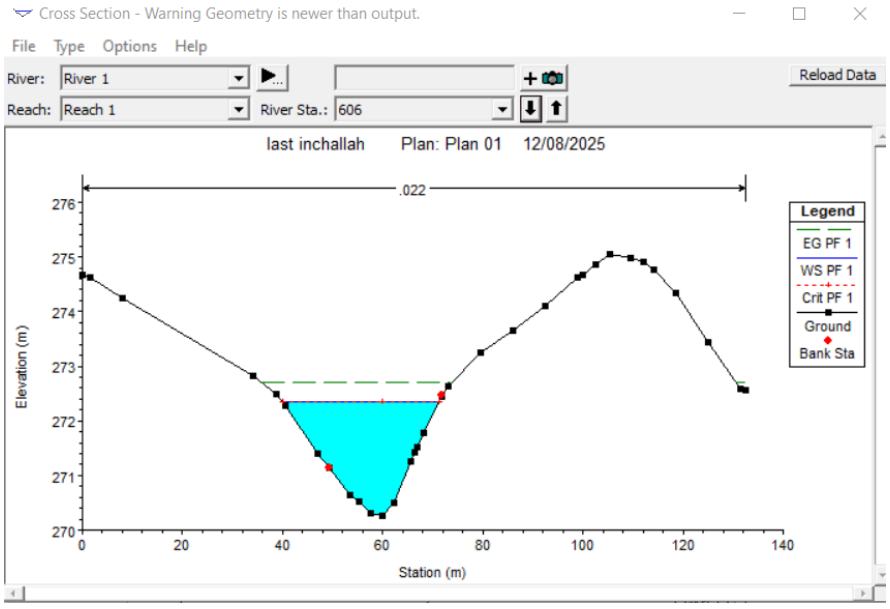


Figure IV.25: profil en travers de la section 1286.

➢ **Variation de nombre de Froude :**

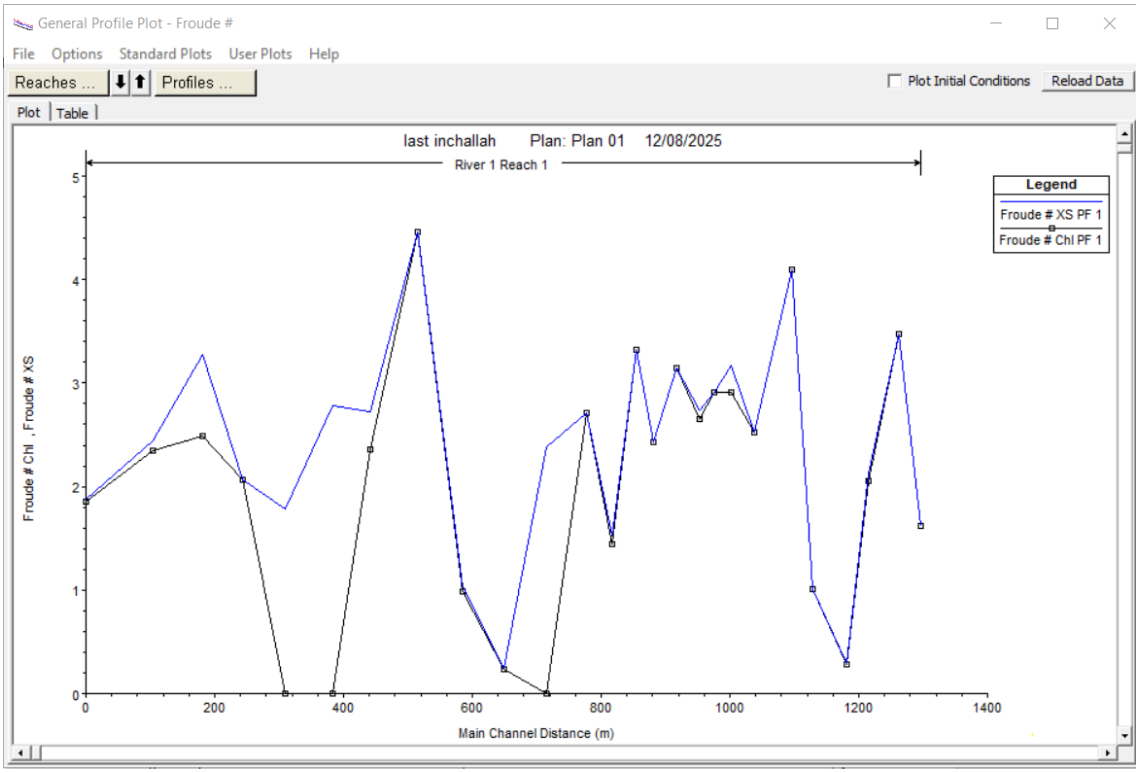


Figure IV.26: Variation du nombre de Froude en fonction de la distance.

➢ **Variation de la vitesse :** .

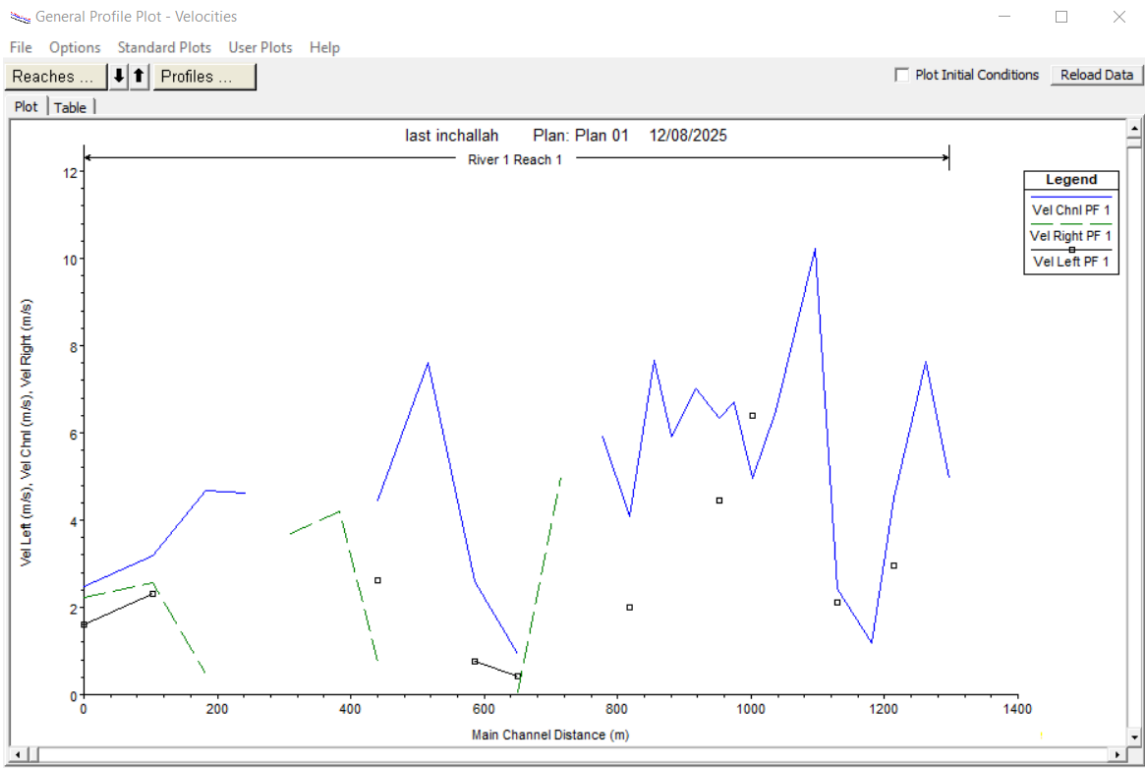


Figure IV.27: variation de la vitesse en fonction de la distance

Le logiciel offre également la possibilité de générer des tableaux récapitulatifs regroupant l'ensemble des paramètres hydrauliques relatifs à différentes structures, telles qu'un barrage ou tout autre ouvrage, ainsi qu'à une zone de stockage spécifique. Ces tableaux peuvent être établis soit pour chaque station (profil en travers) individuellement, soit pour l'ensemble des stations simultanément.

Tableau IV.3 : Les principaux éléments Hydrauliques pour toutes les sections (source : Logiciel HEC-RAS).

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
1286	300.46	301.64	301.96	302.68	0.015006	4.52	6.85	8.82	1.64
1257	298.84	299.57	300.12	301.81	0.057929	6.63	4.71	10.45	3.06
1207	296.34	297.56	298.10	299.47	0.035750	6.12	5.06	8.05	2.47
1157	293.39	294.09	294.69	296.87	0.076188	7.38	4.20	9.11	3.47
1117	293.12	294.19	294.46	295.06	0.016626	4.14	7.49	12.41	1.70
1072	289.31	289.90	290.55	293.30	0.101325	8.17	3.79	8.73	3.96
1044	287.64	289.01	289.65	291.34	0.038841	6.75	4.59	6.44	2.55
1015	288.59	289.41	289.66	290.18	0.016182	4.00	8.35	17.94	1.68
982	285.33	286.17	286.76	288.97	0.083121	7.41	4.18	9.62	3.59
949	284.25	285.20	285.67	286.90	0.036772	5.79	5.41	10.63	2.49
894	281.56	282.58	283.11	284.62	0.045937	6.32	4.91	9.17	2.76
853	277.06	278.55	279.41	282.22	0.063776	8.49	3.65	4.90	3.14
819	274.98	278.86	276.98	278.90	0.000141	0.84	37.22	19.16	0.18
781	276.98	278.47	278.47	278.85	0.005235	2.74	11.36	15.36	0.99
713	275.75	275.88	276.37	277.92	0.065880	1.95	4.95	13.16	2.37
662	269.42	272.81	271.03	272.83	0.000102	0.65	47.84	28.40	0.16
603	271.28	272.44	272.44	272.78	0.005404	2.59	12.04	18.34	1.00
531	268.01	268.53	269.01	271.45	0.139597	7.56	4.10	13.75	4.42
472	265.07	265.84	266.19	266.98	0.039237	4.72	6.57	17.24	2.44
421	263.10	263.23	263.44	264.21	0.069400	2.04	7.27	37.53	2.46
358	261.27	260.44	260.79	261.54	0.026486	-	6.69	12.48	-
243	256.52	257.28	257.61	258.35	0.028861	4.59	6.76	14.66	2.16
98	251.84	252.02	252.14	252.49	0.057610	2.80	10.30	73.36	2.48
1	248.34	248.61	248.71	248.91	0.024772	1.90	12.98	70.77	1.64

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} : Largueur du miroir.

Froude ^{Chl} : Nombre de Froude.

L'analyse des niveaux d'eau dans les différentes sections transversales de l'oued révèle 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 de 0,92 m/s à 10,24 m/s ;
- Le régime d'écoulement présente des variations le long de l'oued, comme l'indiquent les valeurs du nombre de Froude, comprises entre 0,28 et 4,46

IV.7 La cartographie du risque de l'inondation :

Après avoir généré les profils d'inondation à l'aide du logiciel HEC-RAS, l'étape suivante a consisté à délimiter et cartographier les zones inondables. Cette démarche a impliqué l'analyse des hauteurs d'eau le long des différents tronçons des oueds.

Pour localiser précisément les sections critiques susceptibles de déborder et déterminer les zones à risque, nous avons exploité l'outil RAS-MAPPER intégrer à HEC-RAS. Cet outil a permis de simuler le comportement des cours d'eau lors d'une crue centennale, produisant ainsi des cartes détaillées essentielles pour la poursuite de notre analyse

L'élaboration de cartes des risques a pour objectif de recenser les principaux aléas en intégrant plusieurs critères, notamment l'impact potentiel, la probabilité de survenance et les mesures de contrôle en place.

Cette approche poursuit plusieurs finalités :

- Déployer un dispositif de gestion ou de maîtrise des risques efficace et ciblé.
- Éclairer la direction dans la définition de ses stratégies et ses choix décisionnels.
- Guider la planification des audits internes en ciblant en priorité les processus ou activités présentant le plus fort niveau d'exposition aux risques.

La gestion des risques consiste à structurer et mobiliser les moyens humains et organisationnels pour prévenir les crises et y répondre de manière optimale, tout en soutenant le processus décisionnel.

Cette approche s'articule autour de trois phases clés :

- **Anticipation :** déployer des dispositifs permettant de prévoir les aléas et d'en optimiser la gestion.
- **Prévention et protection :**

- Limiter les conséquences potentielles d'un risque grâce à des mesures de protection.

- Réduire la probabilité que ce risque excède les seuils définis par les autorités.

- **Communication :** assurer une diffusion transparente et ciblée des informations entre toutes les parties prenantes, des citoyens aux décideurs publics.

IV.7.1 Carte des profondeurs :

En cas d'inondation, l'ampleur de la submersion est caractérisée par son étendue spatiale et son niveau d'eau, nécessitant l'utilisation de modèles hydrauliques ou de simulations numériques des topographies des lits mineurs et majeurs des cours d'eau (Graguid, 2011).

La submersion est généralement classée en trois catégories selon la hauteur d'eau :

- Submersion faible : niveau d'eau inférieur à 0,5 mètre ;
- Submersion moyenne : niveau d'eau compris entre 0,5 et 1 mètre ;
- Submersion forte : niveau d'eau dépassant 1 mètre (Graguid, 2011)



Figure IV.28: carte des profondeurs d'eau pour une crue centennale.

- Selon la carte de profondeur d'eau obtenue, la hauteur varie entre 0,05 m et 5.38 m. Les zones les plus exposées au risque de submersion se situent du côté est de la ville de ain bouyahiya. La concentration de ces zones à risque près de la confluence souligne l'importance d'une planification urbaine résiliente et de la mise en place de stratégies d'adaptation visant à réduire les impacts potentiels des inondations. Une telle démarche est indispensable pour l'élaboration de politiques publiques garantissant la sécurité des populations riveraines et favorisant un développement durable dans la région.

IV.7.2 Carte des vitesses :

L'analyse des écoulements permet de distinguer trois classes de vitesses caractéristiques :

- **Écoulement lent** : vitesse < 0,2 m/s
- **Écoulement modéré** : vitesse entre 0,2 et 0,5 m/s
- **Écoulement rapide** : vitesse > 0,5 m/s

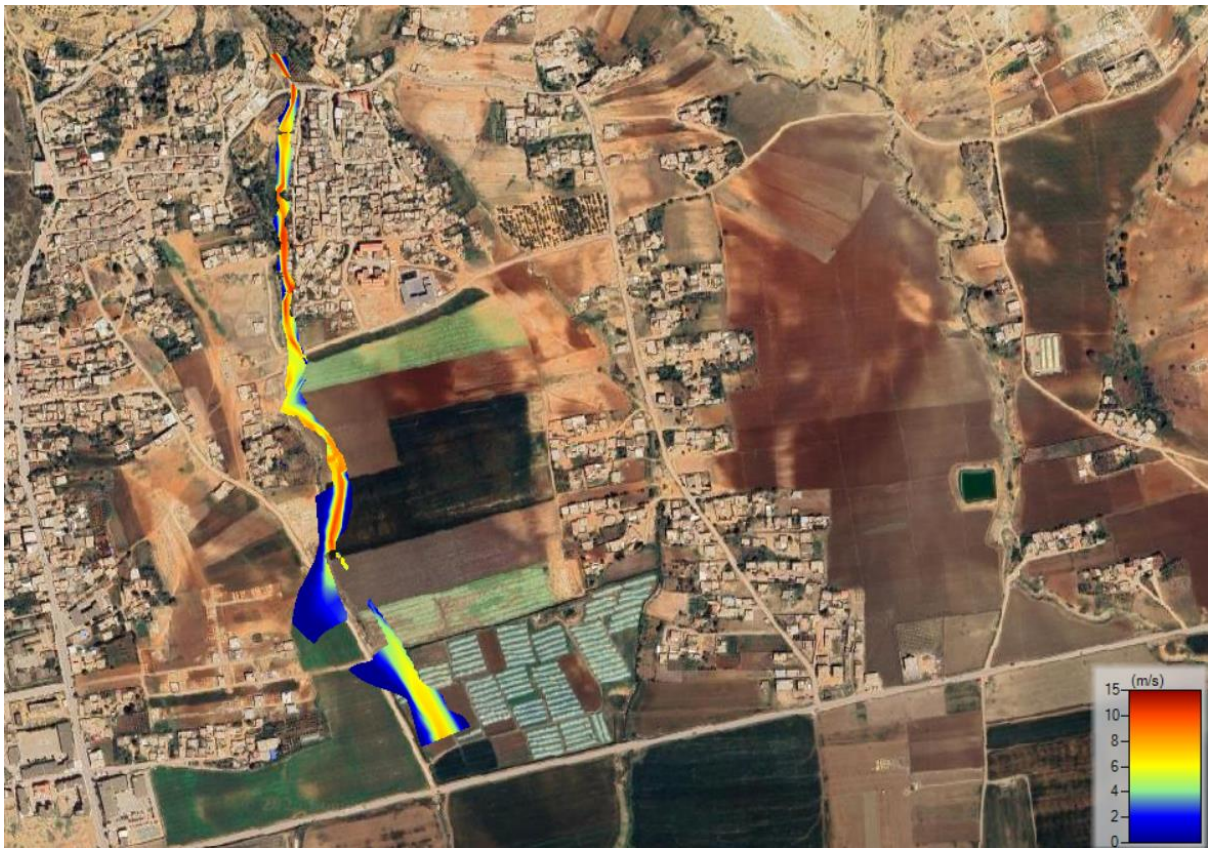


Figure IV.29: carte des vitesses d'eau pour une crue centennale.

- Selon la carte de la vitesse d'eau obtenue, la vitesse varie entre 0,27 m/s et 10.98 m/s. Les zones les plus exposées au risque de submersion se situent du côté du centre-est de la ville ain bouyahiya

IV.7.3 Cartes d'alea :

L'évaluation des risques d'inondation repose sur l'analyse combinée de deux paramètres clés : la vitesse d'écoulement des eaux et la hauteur de submersion. Cette approche permet de distinguer quatre zones de danger, chacune associée à un code couleur spécifique, selon les critères d'évaluation présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.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

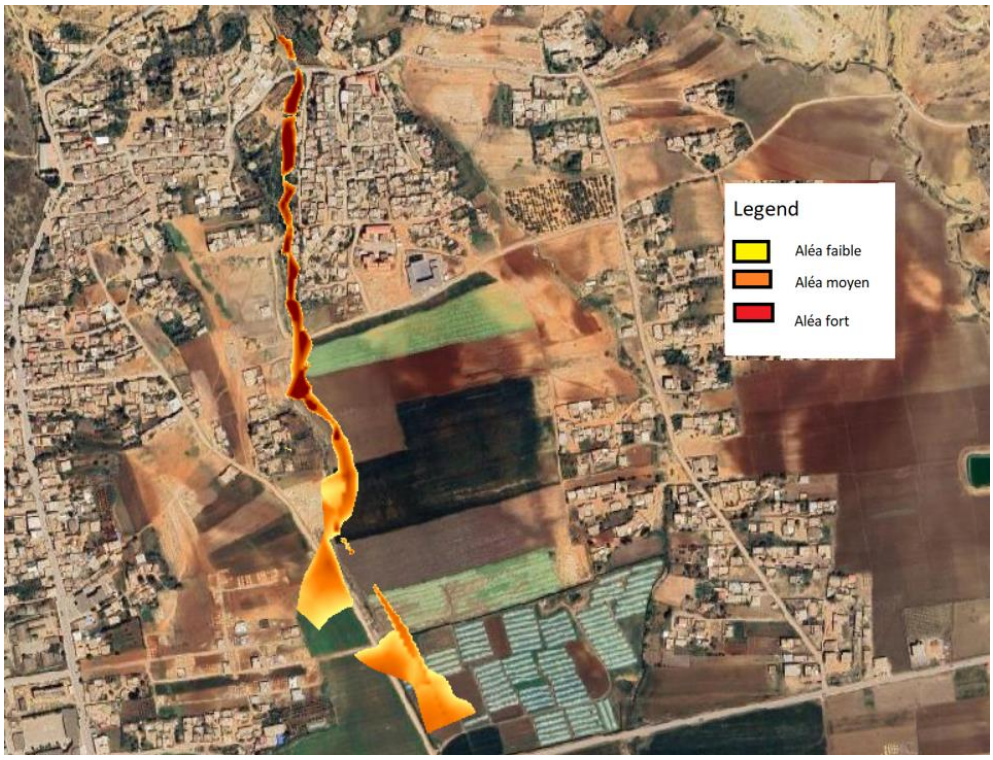


Figure IV.30 : Carte d'alea d'oued Koudja pour la crue centennale.

Les secteurs les plus exposés se concentrent principalement en bordure du cours d'eau. L'analyse de la carte des profondeurs révèle que ces zones critiques correspondent également à des segments du lit présentant des déclivités marquées, ce qui accroît significativement leur

vulnérabilité lors d'épisodes de crue majeure. Cette observation trouve un écho dans la carte des vitesses d'écoulement : les zones à haut risque présentent systématiquement des vitesses hydrauliques élevées. Cette double corrélation met en évidence l'étroite relation entre aléas hydrologiques et paramètres hydrodynamiques, justifiant la nécessité de mesures de surveillance renforcées dans ces secteurs sensibles pour une gestion optimale du risque inondation.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé la réponse de la zone d'étude face aux inondations générées par une crue centennale. L'utilisation du logiciel HEC-RAS a permis d'identifier les zones inondables et de produire une carte des profondeurs, offrant ainsi une estimation précise des hauteurs d'eau en différents points stratégiques.

Cette analyse des secteurs vulnérables constitue une base solide pour la mise en œuvre de mesures préventives efficaces. Les résultats obtenus orientent les étapes suivantes du projet, qui consisteront à examiner différentes alternatives de protection contre les inondations. L'objectif est de développer des solutions innovantes et durables, adaptées aux caractéristiques des zones à risque, afin de renforcer la résilience des infrastructures et des populations face aux crues futures

Chapitre V :

Choix des variantes

Introduction :

Cette étude vise à concevoir un système de protection contre les inondations, notamment les crues centennales, pour la partie est de la ville de Ain bouyahia. La démarche consiste à identifier et à proposer les solutions de génie civil les plus appropriées, en adéquation avec les contraintes naturelles du site. Ces aménagements doivent allier faisabilité technique, rentabilité économique et intégration optimale au contexte local. Le choix définitif des ouvrages s'appuiera sur les analyses hydrologiques et topographiques des chapitres antérieurs, avec pour impératif d'assurer une évacuation efficace des eaux vers l'exutoire, de préserver les conditions hydrauliques naturelles et de sécuriser la stabilité des berges. Une attention particulière sera portée à la minimisation de l'impact environnemental du projet. La sélection finale interviendra à l'issue d'une analyse multicritère méthodique, garantissant la retenue de la variante présentant le meilleur compromis global.

V.1 Présentation des principales orientations :

V.1.1 Protection contre les crues : stratégies et méthodes

La réduction du risque d'inondation dans les zones sensibles repose sur deux types de stratégies : la protection directe (ou rapprochée) et la protection indirecte (non abordée dans ce passage).

V.1.1.1 La protection directe

Elle consiste en des interventions localisées sur le site même menacé. Elle regroupe plusieurs types d'actions :

Le curage, combiné au débroussaillage, vise à optimiser l'écoulement des eaux en éliminant les sédiments, les obstacles et la végétation qui augmentent la rugosité et réduisent la section d'écoulement. Cette action est particulièrement importante en milieu urbain pour des raisons de salubrité et de sécurité.

La réalisation de canaux a pour objectif de restaurer le tracé naturel de l'oued lorsque son lit majeur a été occupé par des constructions ou des infrastructures, rétablissant ainsi un corridor d'écoulement fonctionnel.

Le recalibrage consiste à élargir et à approfondir le lit du cours d'eau pour augmenter sa capacité hydraulique et assurer une section de passage suffisante pour les débits de crue cibles.

La protection des berges regroupe les techniques de stabilisation (enrochements, perrés, etc.) destinées à lutter contre l'érosion causée par la force du courant et la saturation des sols. Cette mesure est essentielle près des ponts et des zones habitées.

Enfin, l'endiguement consiste à ériger des digues parallèlement aux berges pour contenir les eaux. Bien que facile à mettre en œuvre avec des matériaux locaux et permettant une protection progressive en priorisant les secteurs à forte valeur ajoutée, cette méthode a pour inconvénient majeur d'élever le niveau des eaux en crue et de compliquer le drainage naturel des plaines adjacentes.

V.1.1.2 Protection indirecte (à distance)

Contrairement à la protection directe, la stratégie indirecte consiste à intervenir en amont ou à distance des zones vulnérables, en dehors du périmètre immédiat à sécuriser. Elle vise à agir sur la cause ou le parcours de la crue elle-même, via la mise en place d'infrastructures sur les cours d'eau générateurs du risque.

Cette approche comprend notamment :

- La création de canaux de dérivation : Cette solution a pour objet de détourner tout ou partie du débit de crue vers un autre cours d'eau ou une zone d'expansion prévue à cet effet, éloignant ainsi le danger des secteurs à protéger.
- L'aménagement des bassins versants : Ces travaux, souvent combinés (techniques biologiques de fixation des sols et ouvrages mécaniques comme les seuils en gabions), ont pour but de réduire l'érosion en amont. En freinant les écoulements et en favorisant la rétention des sédiments, ils limitent l'apport solide et contribuent à atténuer l'intensité des crues en aval.
- La construction de barrages de régulation : L'édification de barrages ou de seuils permet de stocker temporairement un volume d'eau important en amont. La conception de ces ouvrages, et notamment le dimensionnement de leur capacité de stockage et de vidange, est cruciale pour assurer une modulation efficace des débits de pointe et une protection optimale des zones menacées en aval

V.1.2 Risque d'érosion :

À l'instar du risque d'inondation, le risque d'érosion naît de la confrontation entre un aléa d'érosion et la présence d'enjeux (humains, économiques, écologiques) sur un territoire. Ce phénomène est fréquent dans les secteurs non urbanisés, en particulier le long des routes longeant une rivière sans qu'une berge naturelle ne fasse écran.

V.1.2.1 Érosion du lit :

L'érosion du lit mineur d'un cours d'eau, peut être provoquée par plusieurs facteurs :

- Causes naturelles : Le lit tend à s'ajuster progressivement à de nouvelles conditions hydrologiques (débits, charge sédimentaire), ce qui se manifeste souvent par une diminution de sa pente longitudinale.
- Exploitation humaine : L'extraction de matériaux (sable, graviers) dans le lit déclenche une érosion régressive (qui remonte vers l'amont) et peut aussi engendrer une érosion progressive vers l'aval.
- Infrastructures : Les aménagements comme les digues ou les remblais, qui réduisent l'espace de liberté de la rivière, altèrent sa dynamique sédimentaire et peuvent accentuer localement les phénomènes d'érosion du lit.

V.1.2.2 Érosion des berges :

L'érosion des berges intervient lorsque la force du courant arrache et emporte les particules du sol qui les constituent. Ce processus est amplifié lorsque la vitesse et la turbulence de l'eau excèdent la résistance du matériau de la berge, et devient particulièrement actif lorsque le courant heurte la rive de façon oblique.

- Éboulement : Il se produit lorsqu'une partie de la berge, souvent fragilisée par une érosion à sa base (surmouche), s'affaisse brutalement sous son propre poids.
- Affouillement : Cette forme d'érosion localisée attaque spécifiquement le pied des berges ou la fondation des ouvrages (ponts, murs), pouvant compromettre leur stabilité.
- Techniques de protection des berges :
- Deux techniques sont employées pour stabiliser les berges :
- Protection linéaire par revêtement : Cette méthode passive consiste à recouvrir la berge avec un matériau résistant (enrochements, béton, géosynthétiques) pour la protéger mécaniquement de l'action érosive du courant.
- Protection par épis : Ces ouvrages, perpendiculaires au courant, resserrent le chenal à l'étiage et détournent le flux principal vers le centre du cours d'eau, réduisant ainsi la force du courant contre les berges à protéger. Ils peuvent également améliorer les conditions de navigation.

Ces deux approches sont couramment mises en œuvre pour atténuer l'impact de l'érosion et assurer la pérennité des rives.

V.2 Calcul hydraulique des canaux :

Dans le cas d'un écoulement à variation lente, on peut admettre que la pente de la ligne de charge au sein de chaque section est assimilable à celle d'un régime uniforme.

V.2.1 Conditions de l'écoulement uniforme :

Un écoulement est considéré uniforme lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- Le débit d'eau demeure constant le long de chaque tronçon étudié ;
- La profondeur h de l'écoulement reste inchangée tout au long du tronçon ;
- La rugosité des parois est homogène ;
- La section du canal présente une géométrie prismatique ;
- La pente est constante dans chaque section ;
- Aucune perte de charge localisée (résistance locale) n'est présente.

V.2.2 Formules de calcul :

Le calcul d'un écoulement uniforme permanent repose classiquement sur l'utilisation de la formule de chézy.

La vitesse moyenne de l'écoulement s'exprime alors de la manière suivante :

$$V = C \times \sqrt{RI} \qquad (V.1)$$

Et en utilisant :

$$Q = V \times S \qquad (V.2)$$

Alors:

$$Q = C \times S \times \sqrt{RI} \qquad (V.3)$$

Avec :

Q : débit de dimensionnement (m3/s).

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

R : rayon hydraulique c'est le rapport entre le surface mouillée S_m et le périmètre mouillée P_m

n : coefficient de rugosité

I : la pente de fond de canal

Détermination du coefficient de Chézy :

En recourant à des formules empiriques, le coefficient de Chézy peut s'exprimer de la manière suivante

- **Formule de PAVLOVSKY :**

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

Où y est un exposant déterminé selon :

$$M = 2.5 \times \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \times \sqrt{Rh} \times (\sqrt{n} - 0.1) \qquad (V.5)$$

- **Formule d'AGROSKINE** :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log (Rh) \qquad (V.6)$$

- **Formule de MANING-STRICKLER :**

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \qquad (V.7)$$

La formule de Manning-Strickler constitue une adaptation de la relation de Chézy et peut être exprimée sous la forme suivante :

$$V = K_s \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I} \qquad (V.8)$$

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

Cette relation est la plus largement employée pour le dimensionnement des canaux à surface libre, quelle que soit la forme géométrique de leur section. Elle s'exprime de la manière suivante :

$$Q = R_h^{2/3} \times S_m \times \sqrt{I} \qquad (V.9)$$

- **Formule de BAZIN :**

$$C = \frac{87}{1+\frac{mb}{\sqrt{Rh}}} \qquad (V.10)$$

mb : Coefficient de BAZIN.

Avec : mb est entre 0,06 et 1.75m0.75.

Les expressions géométriques correspondant à cinq configurations distinctes de sections de canaux sont présentées dans la figure ci-après :

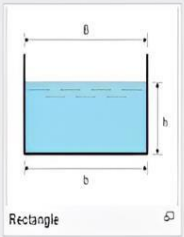
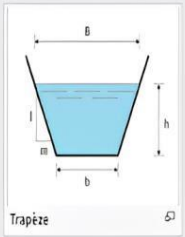
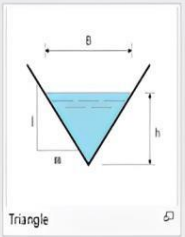
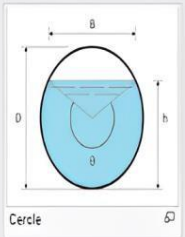
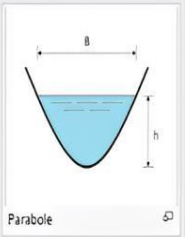
	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Largeur, B	b	$b+2\times mh$	$2\times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2})\cdot D$ ou $2\sqrt{h\cdot(D-h)}$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
Surface, S	$b\times h$	$(b+mh)\cdot h$	$m\times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)\cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P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

Figure V.1 : Les éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000).

V.2.3 Définition des paramètres hydrauliques :

La conception de l'aménagement de l'oued Khoudja est conduite selon les principes et normes établis, avec pour objectif principal la protection de la zone est de la ville de Ain bouyahia contre les inondations. Cette conception nécessite une compréhension approfondie du site et le choix raisonné de paramètres hydrauliques fondamentaux, dont le débit de projet

(Q aménagé), la pente longitudinale (I) et le coefficient de rugosité (n). Une marge de sécurité appropriée est systématiquement intégrée aux calculs.

V.2.3.1 Détermination de la pente longitudinale :

Le choix de la pente est un élément critique du dimensionnement. Il influence directement l'énergie de l'écoulement, l'érosion des berges et la stabilité de l'ouvrage. Afin d'optimiser l'efficacité hydraulique et de limiter les impacts négatifs, deux pentes constantes distinctes ont été retenues, chacune adaptée aux conditions spécifiques de son tronçon.

V.2.3.2 Estimation du coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité de Manning (n) caractérise la résistance offerte au flux par les irrégularités de la surface du canal. Ce paramètre est déterminant pour le calcul de la vitesse d'écoulement et du débit transité. Le tableau suivant présente les valeurs de rugosité retenues en fonction de la nature du revêtement :

Tableau V.9 : 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	0.013-0.014
Canal en terre	0.022
Canal en pierre sèche	0.025
Canal en Gabion	0.035

V.2.3.3 Calcul de la marge de sécurité :

L'écoulement à surface libre est sujet à des aléas (dépôts sédimentaires, développement de la végétation, action du vent) pouvant générer des pertes de charge non prévues initialement et ainsi élever la ligne d'eau. Pour garantir la sécurité et éviter tout débordement, une revanche (marge de sécurité) est intégrée à la hauteur du canal. Le dimensionnement de cette revanche, qui s'échelonne de 0,30 m à 1,20 m selon l'envergure de l'ouvrage, doit être adapté aux circonstances locales particulières, conformément aux préconisations de Lencastre (2008).

Tableau V.10 : La Revanche utilisée en fonction du débit (Degoutte,2012).

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

V.2.3.4 Vitesse d'érosion :

La stabilité des fonds et des berges d'un canal est conditionnée par le respect de la vitesse limite d'érosion du matériau de revêtement. Le dimensionnement hydraulique doit donc garantir que la vitesse effective de l'eau ne dépasse pas cette valeur critique, dont les seuils pour différents types de revêtements sont précisés dans le tableau suivant (Degoutte, 2012).

Tableau V.3 : Les intervalles des vitesses pour éviter l'érosion du lit.

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 - 10.0
Béton amélioré	10.0

V.3 Étude comparative des variantes d'aménagement :

Cette étude propose trois scénarios distincts pour l'aménagement de l'oued Khoudja est, visant à protéger la zone est de Ain bouyahia contre une crue centennale. Chaque variante est dimensionnée pour assurer l'évacuation d'un débit de projet de 31 m^3/s.

Les trois conceptions retenues pour cette analyse comparative sont :

Variante 1 : Canal trapézoïdal en béton armé.

Variante 2 : Canal trapézoïdal en enrochement.

Variante 3 : Canal trapézoïdal en gabions.

L'évaluation hydraulique de chaque option sera conduite à l'aide du logiciel HEC-RAS, permettant de modéliser avec précision les conditions d'écoulement pour chaque tronçon. Une analyse multicritère intégrant la performance technique et la faisabilité économique sera ensuite menée pour identifier la solution la plus optimale.

Parallèlement à la conception de l'ouvrage, la réduction effective des risques nécessitera la mise en place de mesures de gestion de crise robustes. Celles-ci incluront l'élaboration de plans d'alerte et d'évacuation pour la population, la surveillance continue des ouvrages de protection, et la préparation de scénarios opérationnels pour les services de sécurité civile, afin de garantir une intervention rapide et coordonnée lors des événements de crue

V.3.1 Variante 1 : Canal trapézoïdal en béton armé :

La première variante propose un canal trapézoïdal en béton armé. Ce choix est motivé par les avantages techniques et fonctionnels suivants :

Performance hydraulique : La section trapézoïdale et la faible rugosité du béton assurent une évacuation efficace des débits, limitant les risques d'obstruction.

Stabilité et durabilité : La structure en béton armé offre une excellente résistance aux forces d'érosion et une grande stabilité, garantissant une longue durée de vie même sous des charges hydrauliques sévères.

Faisabilité constructive : Une pente de talus de 1:1 (45°) a été retenue, ce qui facilite l'adaptation au terrain naturel et simplifie les opérations de construction.

Maintenance et intégration : Cette solution permet une mise en œuvre rapide, exige peu d'entretien et présente un profil facilitant son intégration en milieu urbain périphérique.

Cette variante constitue une solution robuste et pérenne pour la protection contre les crues

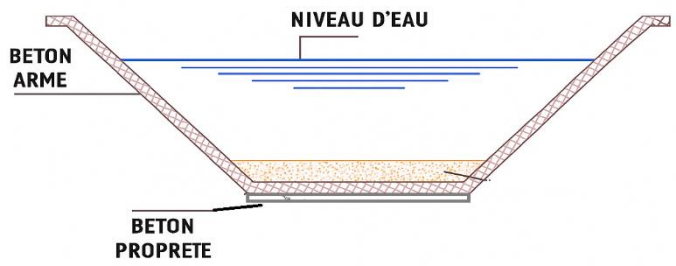


Figure V.2: canal trapézoïdale en béton armé.

Dimensionnement :

Le dimensionnement du canal a été effectué à l'aide du logiciel de calcul FLOW MASTER. La première proposition de conception consiste en un canal en béton armé de forme trapézoïdale, présentant une profondeur normale calculée de 2m. Le tracé prévu s'étend sur 1200 mètres en traversant l'est de la ville de Ain bouyahia. Ce canal est conçu pour gérer un débit de 31 m³/s.

Tableau V.4 : Dimensions de l'aménagement en béton armé pour oued Khoudja

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	1	1263	1070	0.004	1	3	6	1.5	0.013

canal en béton

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Discharge

Input Data	
Roughness Coefficient	0.013
Channel Slope	0.004
Normal Depth	1.5
Left Side Slope	1.000
Right Side Slope	1.000
Bottom Width	3.00
Discharge	31.33

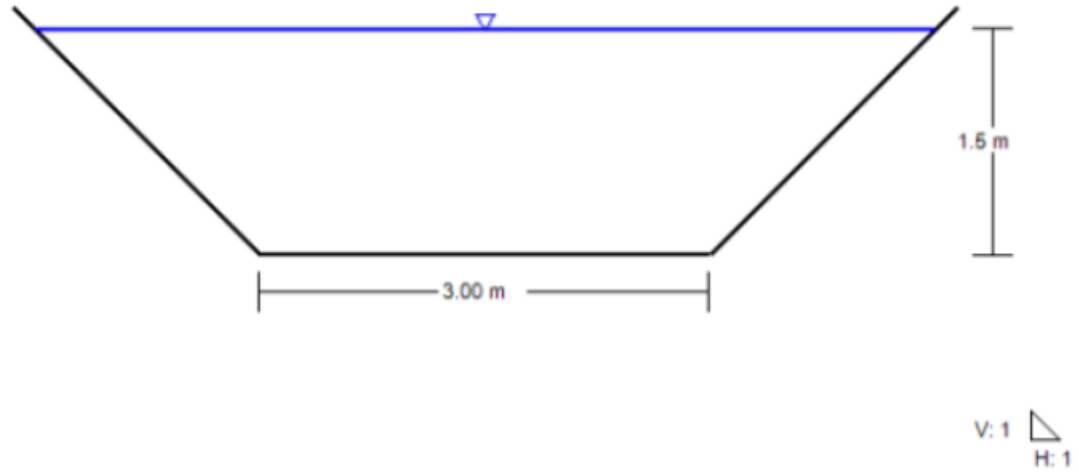


Figure V.3: dimensions du canal trapézoïdal en béton armé

- **Paramètres d'écoulement :**

Tableau V.5 : Résultat de la simulation de l'écoulement d'un canal en béton

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1286	299.3	300.18	300.89	302.81	0.023735	8.76	3.54	4.81	3.26
1257	297.2	297.93	298.79	302.02	0.029301	9.02	3.44	5.45	3.63
1207	295.5	296.21	297.09	300.55	0.013208	9.22	3.36	5.43	3.74
1157	292.9	293.61	293.59	298.47	0.048606	9.57	3.01	5.25	3.89
1117	291.8	292.54	293.39	296.48	0.027075	8.78	3.53	5.49	3.5
1072	287.8	288.61	289.39	294.61	0.05299	9.04	2.81	5.22	3.56
1044	287.5	288.19	288.99	291.38	0.063319	9.71	3.19	5.36	4.02
1015	286.9	287.62	288.49	291.85	0.030087	9.11	3.4	5.44	3.68
982	284.0	284.7	285.59	290.46	0.048493	8.95	2.9	5.25	3.52
949	282.8	283.63	284.39	288.83	0.042982	8.4	3.02	5.3	3.21
894	280.5	281.65	282.09	286.47	0.042202	8.13	3.04	5.31	3.06
853	278.2	279.59	280.89	283.97	0.075732	8.05	2.54	5.1	2.96
819	273.4	277.95	274.99	277.92	0.071287	7.1	3.15	5.52	3
781	275.7	277.29	277.29	277.91	0.026265	9.08	3.41	4.76	3.43
713	275.5	274.33	275.27	277.47	0.023735	8.76	3.54	4.81	3.26
662	267.7	271.2	269.29	277.47	0.016003	7.62	4.07	5.03	2.71
603	271.3	272.27	271.29	271.9	0.027353	9.21	3.36	4.74	3.49
531	266.2	266.92	267.79	270.01	0.027641	9.25	3.35	4.73	3.51
472	260.5	261.24	264.89	269.07	0.039764	9.42	3.1	5.33	3.83
421	260.6	261.24	264.89	269.07	0.039764	9.35	3.1	5.27	3.76
358	257.5	258.13	259.09	263.91	0.047782	9.7	2.91	5.26	3.97
243	254.8	256.7	257.93	258.35	0.025943	8.66	3.58	5.51	3.37
98	250.0	250.71	251.59	255.14	0.032279	9.33	3.32	5.51	4.02
1	246.3	246.98	247.89	251.79	0.030439	9.57	3.24	4.69	3.67

Les sections en travers :

Les profils transversaux de l'Oued Khoudja, obtenus après la simulation, sont présentés :

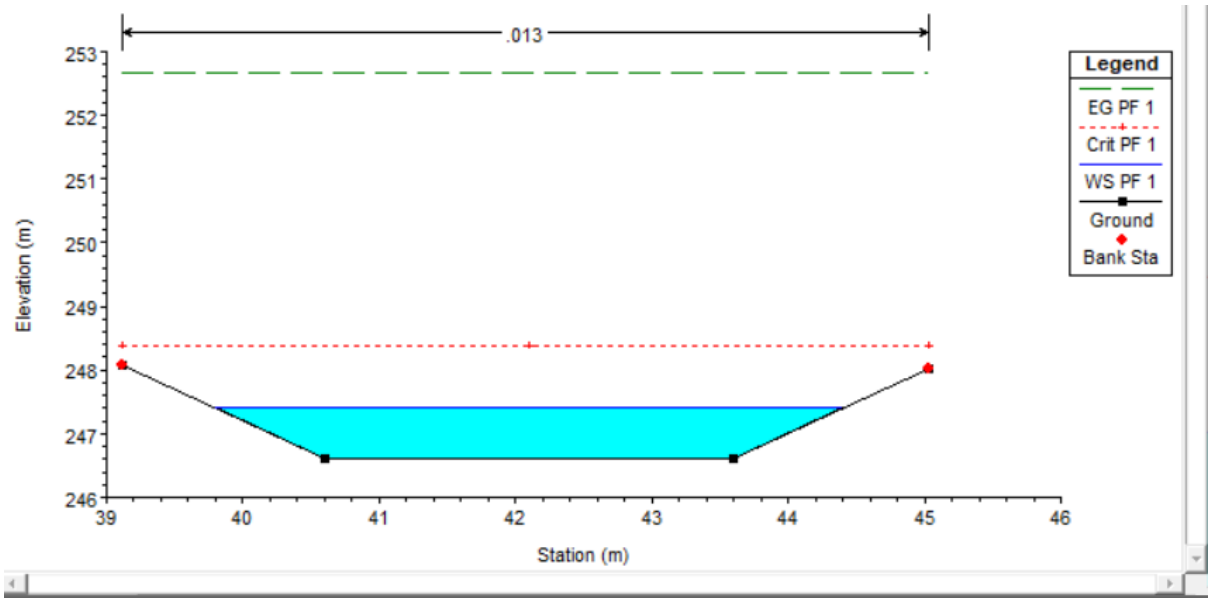


Figure V.4 : Profil transversal n°243 d'un canal trapézoïdal en béton

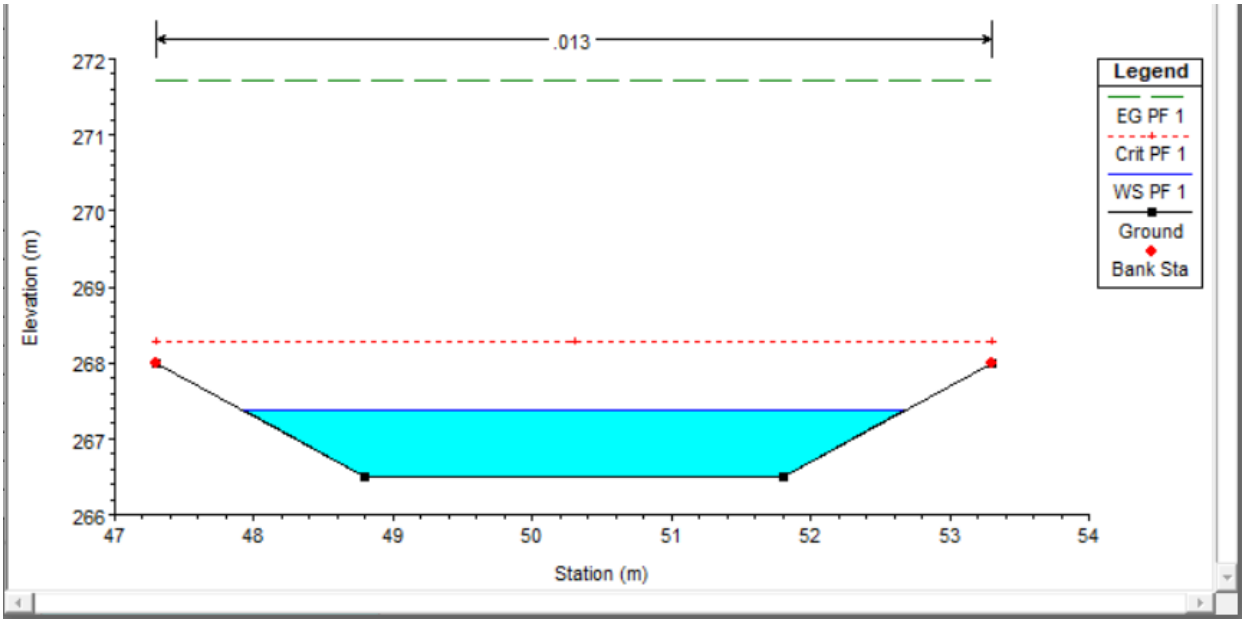


Figure V.5 : Profil transversal n°603 d'un canal trapézoïdal en béton

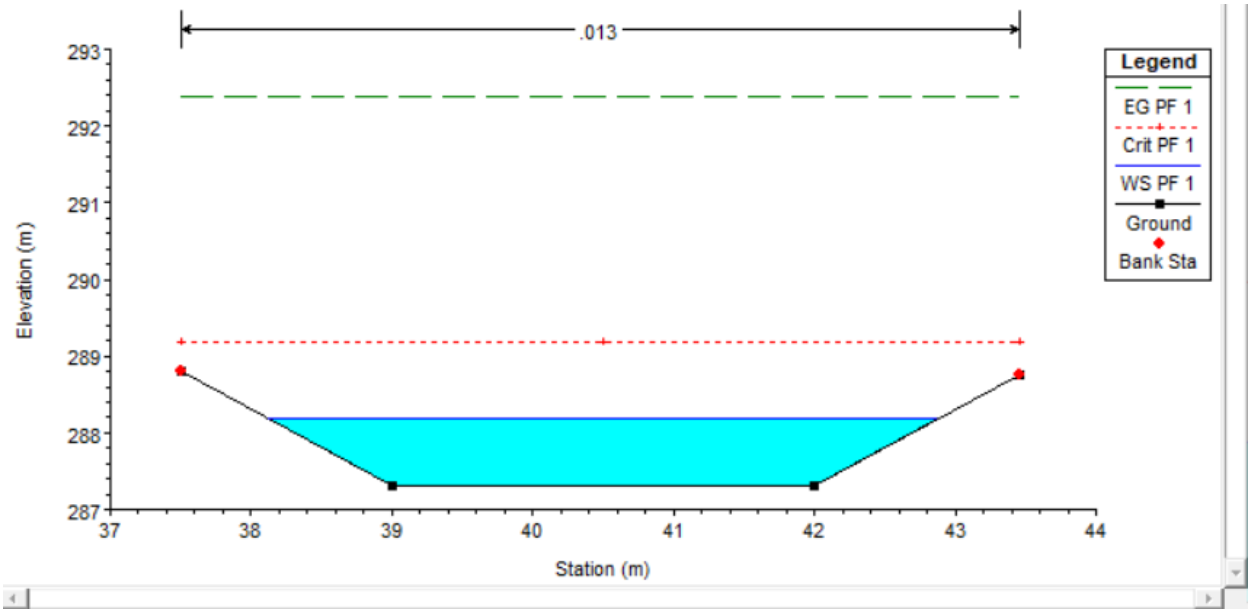


Figure V.6 : Profil transversal n°819 d'un canal trapézoïdal en béton

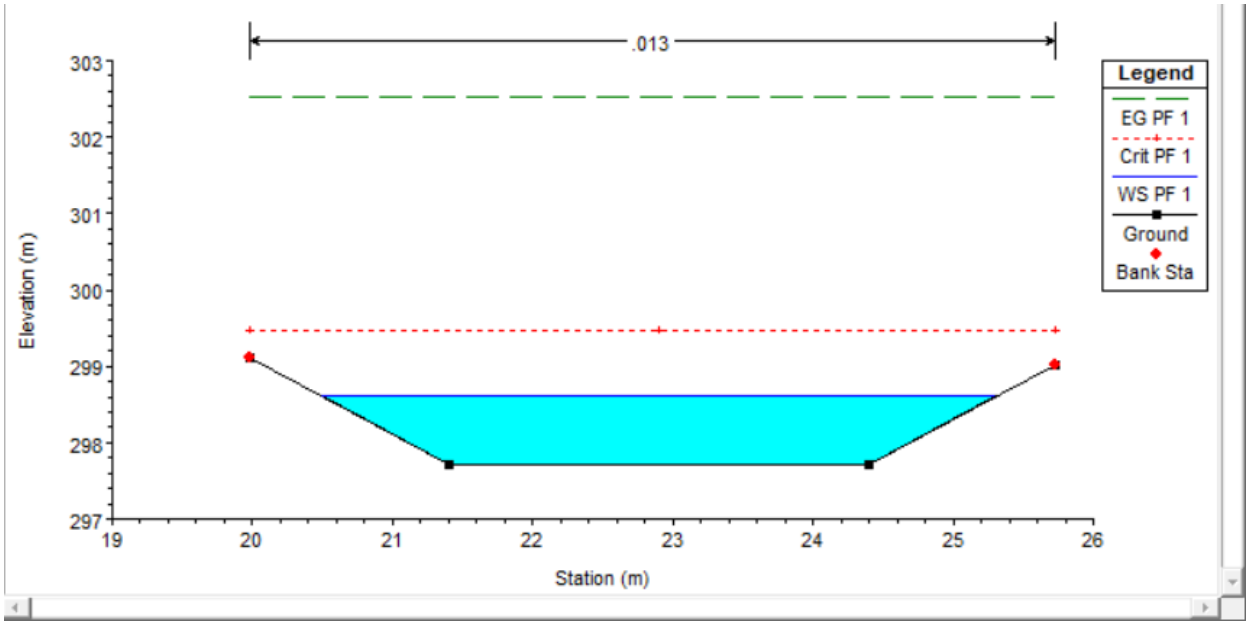


Figure V.7 : Profil transversal n°1286 d'un canal trapézoïdal en béton

➢ **Estimation des coûts de la variante :**

L'estimation financière de la variante en béton armé s'appuie sur des dimensions structurelles définies selon l'étude de M. HASSANE (2015, Blida). Les épaisseurs retenues sont :

- **Parois :** 15 cm
- **Radier :** 30 cm
- **Béton de propreté :** 15 cm

Le devis quantitatif de cette variante a été établi à partir des métrés de terrassement (déblai, remblai) déterminés par modélisation hydraulique avec le logiciel HEC-RAS.

Tableau V.6 : Devis total pour la variante du canal trapézoïdal en béton armé

Désignations des travaux		**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (Da)**	**Montant (Da/ml)**
Terrassement	**Déblais**	m^3	8747	250	**2 186 750**
	remblais	m^3	657	700	**459 900**
Béton de propreté		m^3	482	13000	**6 266 000**
Béton dose à 350kg/m³		m^3	1644	40000	**65 760 000**
Montant Total					**74 672 650**

Commentaire :

Les simulations confirment la performance du béton comme solution idéale pour la gestion des crues centennales. Ses principaux atouts résident dans sa durabilité remarquable, lui permettant de résister aux agressions climatiques et à l'usure pour une longue durée de vie avec un entretien minimal. Sur le plan hydraulique, sa faible rugosité et son étanchéité améliorent l'efficacité de l'écoulement en réduisant les pertes. Enfin, sa grande adaptabilité géométrique, sa facilité de réparation et sa robustesse structurelle offrent des garanties de sécurité et de stabilité supérieures

V.3.2 Canal en enrochement :

Cette technique de génie civil consiste en la mise en œuvre, sans liant, de couches de roches concassées pour stabiliser les berges et le lit d'un canal. Le projet de protection contre les crues pour la zone est de Ain bouyahia prévoit des talus à pente 3:2 à 2:1. L'ouvrage requiert un volume d'enrochement de 1 à 1.5 tonnes, avec un diamètre médian (D50) de 500 mm, garantissant ainsi la résistance structurelle et une intégration paysagère optimale.

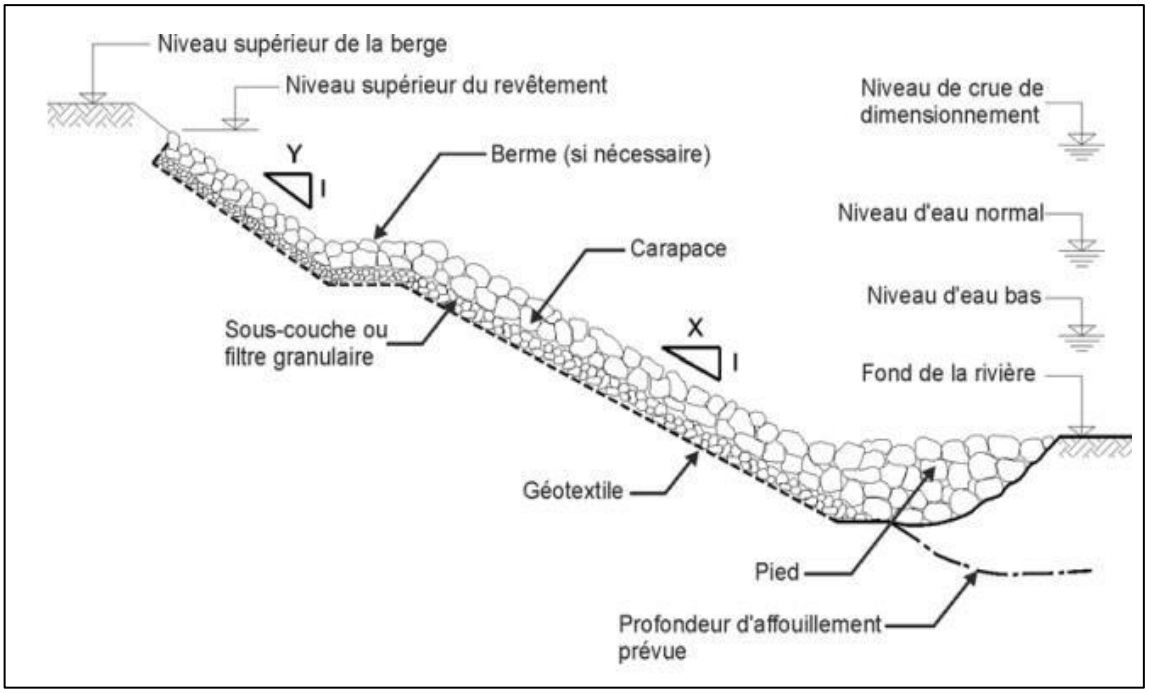


Figure V.8: Les composants structurels d'un canal en enrochement.

Dimensionnement : Cette seconde proposition consiste en un ouvrage de 1 070 m de long, dimensionné pour l'évacuation d'un débit de crue de 31 m³/s. Sa structure en enrochement de carrière assure robustesse et durabilité. La géométrie trapézoïdale est optimisée pour garantir un écoulement hydraulique efficace et une protection maximale contre les risques d'inondation

Tableau V.7 : Dimensions de l'aménagement en enrochement

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	1	1263	1070	0.004	2	4	35	2	0.035

canal en enrochement

Project Description	
Friction Method	Manning Formula
Solve For	Discharge

Input Data	
Roughness Coefficient	0.035
Channel Slope	0.004
Normal Depth	2.0
Left Side Slope	2.000
Right Side Slope	2.000
Bottom Width	4.00
Discharge	33.30

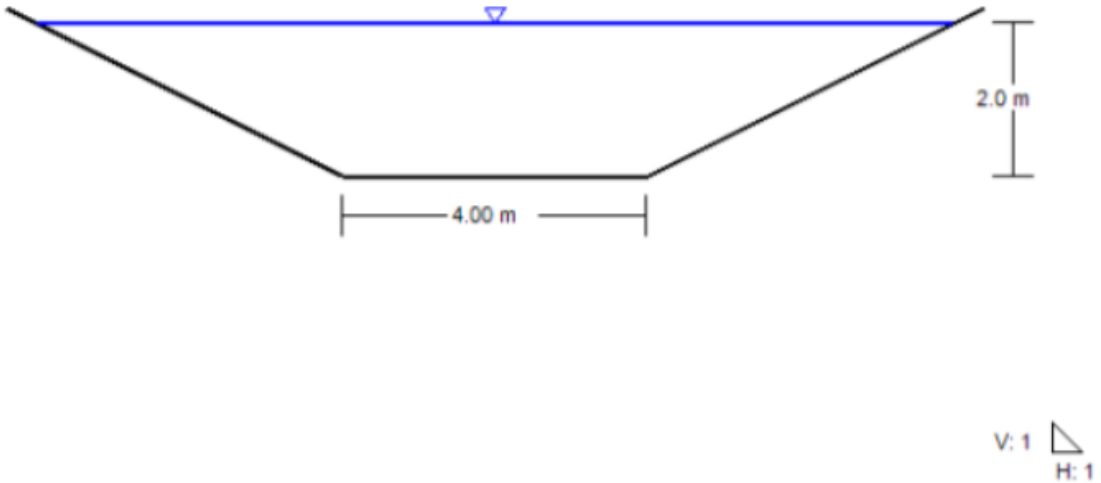


Figure V.9: Dimensions du canal trapézoïdal en Enrochement.

Tableau V.8 : Résultats de la simulation d'écoulement du canal en Enrochement.

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1286	301.5	302.72	302.76	303.24	0.015014	3.48	8.92	9.30	1.13
1257	297.5	298.05	298.76	301.81	0.126611	7.12	4.36	7.05	2.89
1207	296.3	297.37	297.65	298.1	0.025319	4.00	7.75	8.83	1.36
1157	292.5	293.16	293.65	295.58	0.111134	6.77	4.58	7.25	2.72
1117	291.8	292.98	293.06	293.55	0.014868	3.30	9.40	9.55	1.06
1072	288.5	289.07	289.65	293.18	0.158809	7.67	4.04	6.95	3.21
1044	288.0	289.47	289.86	289.8	0.028178	4.27	7.26	8.57	1.48
1015	286.6	287.46	287.56	288.74	0.031645	4.33	7.16	8.56	1.51
982	284.3	285.08	285.56	286.68	0.089766	6.28	4.94	7.45	2.46
949	283.6	284.47	284.65	285.45	0.032332	4.37	7.10	8.53	1.53
894	280.8	281.66	282.21	283.27	0.048031	5.05	6.14	7.96	1.84
853	277.5	278.74	278.76	280.27	0.149300	7.51	4.13	7.00	3.12
819	276.0	277.72	277.26	277.92	0.020556	3.82	10.07	10.31	1.0
781	275.9	277.16	277.61	277.81	0.013273	3.08	10.06	10.32	1.01
713	273.9	274.75	274.76	275.81	0.06721	5.43	5.71	8.71	1.65
662	269.5	271.59	270.76	271.72	0.134313	6.88	4.5	8.14	2.41
603	266.7	270.66	270.96	271.44	0.013284	3.18	9.74	9.56	1.01
531	266.0	266.97	266.91	269.0	0.128510	7.13	4.35	7.13	2.91
472	263.1	264.57	264.65	265.36	0.035193	4.50	6.89	8.43	1.59
421	260.5	261.17	261.86	262.65	0.060976	5.48	5.66	7.83	2.06
358	257.0	257.89	258.26	258.95	0.046355	4.97	6.24	8.12	1.81
243	254.8	256.56	256.65	256.95	0.013272	3.18	9.76	9.60	1.01
98	250.7	251.53	251.61	252.93	0.063810	5.56	5.57	7.78	2.10
1	247.7	248.81	248.96	249.48	0.025642	4.41	7.49	8.48	1.41

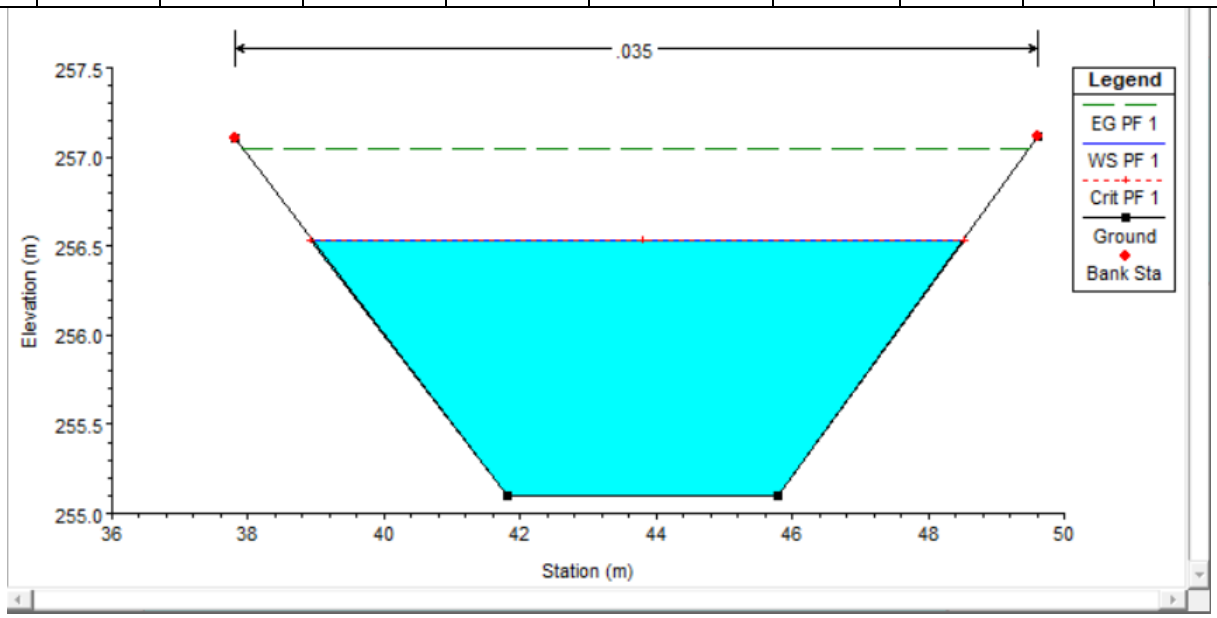


Figure V.10 : Profil transversal n°243 d'un canal trapézoïdal en enrochement

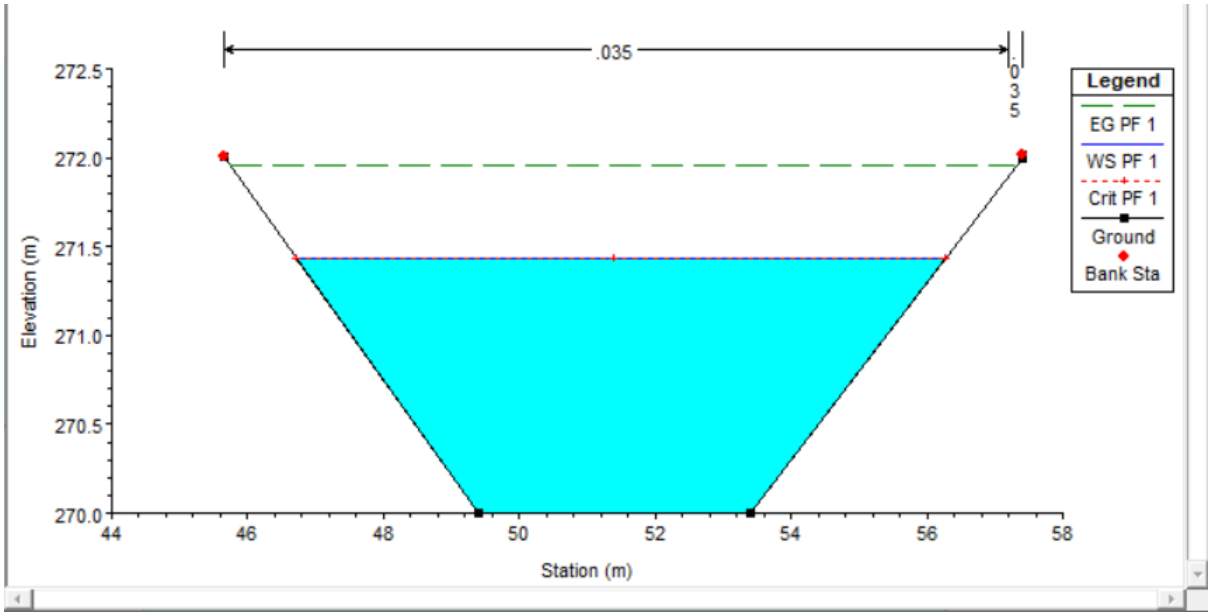


Figure V.11 : Profil transversal n°601 d'un canal trapézoïdal en enrochement

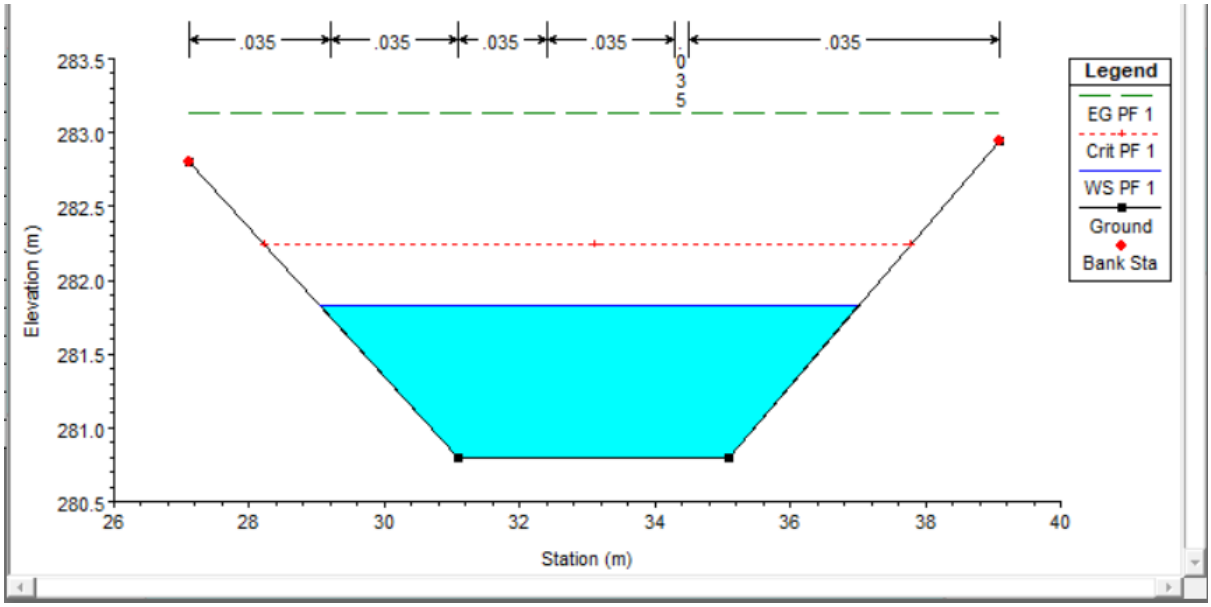


Figure V.12 : Profil transversal n°819 d'un canal trapézoïdal en enrochement

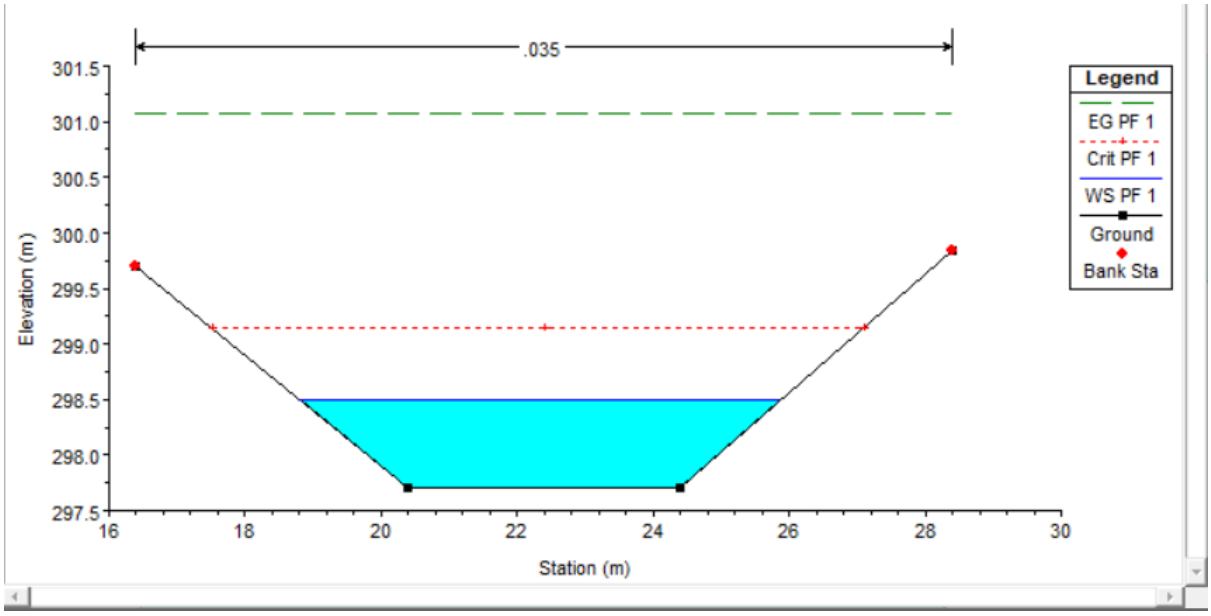


Figure V.13 : Profil transversal n°1286 d'un canal trapézoïdal en enrochement

Pour protéger la ville des crues de l'Oued Khoudja, un enrochement sera mis en place. Cette technique, qui stabilise les berges sans recourir à du béton, consiste à empiler des couches de roches (d'un diamètre médian D_{50} d'environ 500 cm) selon une pente douce (2/1).

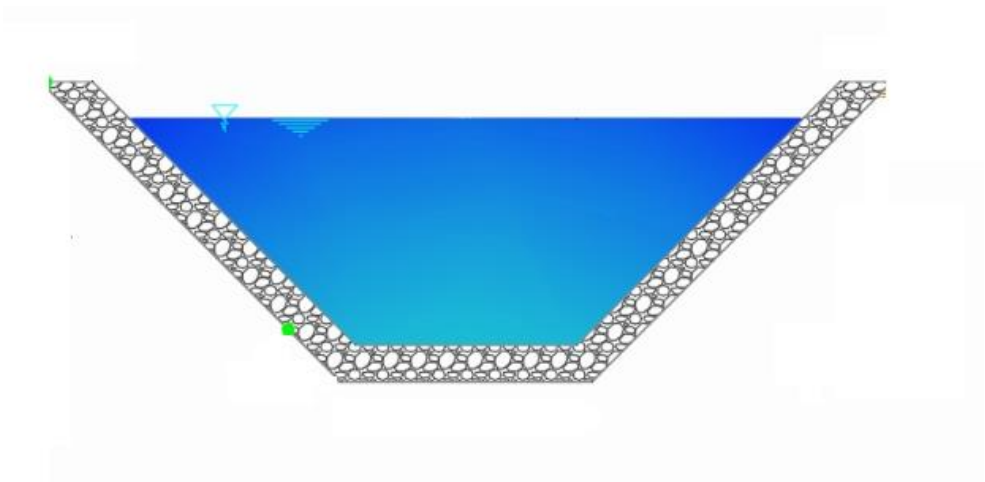


Figure V.14 : Canal en enrochement.

Epaisseur orthogonale théorique :

$$td = n \times D_{50}$$

Avec :

D_{50} : diamètre médian (d_{50}=0.5m).

n: nombre de couche.

td : épaisseur orthogonale théorique (m).

Les sections d'enrochement :

$$L_{talus} = h\sqrt{1 + m^2}$$

D'où :

$$S = L \times L_{talus}$$

Avec :

L : Longueur de tronçon.

h: Hauteur du tronçon.

m : fruit de talus (dans nos cas m = 2).

Tableau V.9 : Calcul les sections de la variante d'enrochement.

	Longueur (m)	**Largeur (m)**	**Surface (m^2)**
La base	1070	2	2140
Talus droite	1070	4.47	4786
Talus Gauche	1070	4.47	4786

Tableau V.10 : Calcul le volume d'enrochement.

	Nombre de couche	D50 (m)	td(m)	S (m^2)	V (m^3)
Fond	1	0.5	0.5	2140	1070
Talus Gauche	1	0.5	0.5	4786	2393
Talus Droite	1	0.5	0.5	4786	2393
Volume Total					7186

Tableau V.11 : Section du géotextile

	S (m^2)
Fond	2140
Talus Gauche	4786
Talus Droite	4786
Surface Totale	11712

Pour la construction de filtres et de sous-couches drainantes, les matériaux locaux comme le sable et les galets sont idéaux. Les géotextiles constituent une alternative performante aux filtres granulaires, offrant une solution durable pour la séparation et la filtration. Bien qu'une combinaison d'enrochements et de végétation puisse stabiliser les berges, les géotextiles sont souvent préférés pour leur double fonction de filtration et de stabilité structurelle

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

Tableau V.12 : Estimation du cout pour la variante d'enrochement

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da/ml)
Terrassement	**Déblais**	m3	13195	250	**3 298 750**
	Remblais	m3	738	700	**516 600**
Enrochement		m3	5856	15000	**87 840 000**
Géotextile		m2	11712	2500	**29 280 000**
Montant total					**120 935 350**

Commentaire :

L’enrochement est une technique largement employée pour stabiliser les lits et berges des cours d’eau, en offrant une protection efficace contre l’érosion et en présentant des atouts à la fois écologiques et hydrauliques. Son aspect naturel s’intègre parfaitement dans l’environnement et favorise une recolonisation végétale rapide, renforçant ainsi la stabilité des berges. Cependant, cette méthode comporte aussi des limites : son coût peut être significatif du fait du prix des matériaux, des frais de transport et de la main-d’œuvre qualifiée requise. Elle exige également un emprise au sol plus importante que d’autres ouvrages, ce qui peut la rendre inadaptée aux zones urbaines ou manquant d’espace. Enfin, si les roches résistent bien à l’érosion, elles peuvent se déplacer avec le temps, impliquant un entretien régulier et des inspections pour garantir leur performance et leur pérennité.

V.3.3 Canal en gabion :

Les gabions sont des structures modulaires constituées de cages métalliques remplies de pierres. Polyvalents, ils servent à stabiliser les terrains, à prévenir l'érosion, à construire des murs de soutènement et à protéger les berges de canaux. Pour ces dernières applications, des « matelas » de gabion (de dimensions comme 2,0 x 1,0 x 0,5 m) sont spécialement conçus pour résister à l'affouillement et assurer une stabilité à long terme. Leur installation en escalier est une pratique courante qui renforce considérablement la robustesse de l'ouvrage

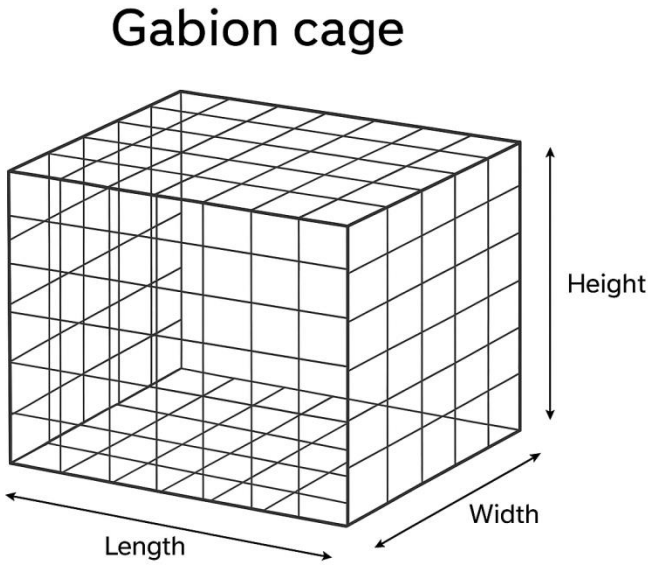


Figure V.15 : cage métallique du gabion.

Dimensionnement :

La troisième variante c'est un canal en gabions de 1070 m de long, de section trapézoïdale. Son tracé traverse l'est du centre-ville, divisant la zone en deux. Capacité : 170 m³/s. Les paramètres de la section sont calculés ainsi :

Tableau V.13 : dimensions de canal d'aménagement en gabion

Tronçon	Section de départ	Section D' arriv	Longueur (m)	Pente du projet	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Rugosité
Complet	1	1268	1070	0.004	6	4	0.035

Surface de la section Sm (m²) :

$$Sm = 0.5k\,(k - 1) + b \times k$$

Périmètre mouillé Pm (m) :

$$Pm = b + 3k - 1$$

Rayon hydraulique Rh (m) :

$$Rh = \frac{0.5k(k-1)+bk}{b+3k-1}$$

Avec :

k : le nombre d'étages.

b : la largeur du canal (m).

Tableau V.14 : Résultats des calculs des paramètres pour le canal de Gabion

K(caisses)	Q	S	P	R
10	248.783	110	35	3.143
9	189.024	90	32	2.813
8	152.278	76	29	2.621
7	119.802	63	26	2.423
6	91.414	51	23	2.217
5	66.931	40	20	2.000
4	46.179	30	17	1.765
3	29.006	21	14	1.500
2	15.318	13	11	1.182
1	5.221	6	8	0.750

D’après les calculs effectués sur le nombre de caissons, un canal composé de 4 caissons est capable d’évacuer un débit de 31 m³/s, tout en intégrant une marge de sécurité d’un mètre sur l’ensemble de sa longueur. La largeur du fond du canal est de 6 mètres.

Tableau V.5 : Les résultat de la simulation de l’écoulement du canal en gabion

River Sta	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1286	301.5	302.72	302.76	303.24	0.015004	3.22	9.64	10.36	1.07
1257	297.5	298.05	298.76	301.81	0.258856	6.8	3.61	7.69	2.65
1207	296.3	297.37	297.65	298.1	0.023727	3.78	8.0	9.79	1.32
1157	292.5	293.16	293.65	295.58	0.134721	6.89	4.5	8.14	2.06
1117	291.8	292.98	293.06	293.55	0.016953	3.36	9.23	10.2	1.01
1072	288.5	289.07	289.65	293.18	0.143789	6.7	4.4	8.09	2.82
1044	288.0	289.47	289.86	289.8	0.023874	3.79	8.18	9.78	1.32
1015	286.6	287.46	287.56	288.74	0.053751	5.03	6.17	8.92	1.62
982	284.3	285.08	285.56	286.68	0.073577	5.6	5.23	8.6	2.23
949	283.6	284.47	284.65	285.45	0.025321	4.01	7.33	9.77	1.19
894	280.8	281.66	282.21	283.27	0.089508	5.0	6.57	9.14	1.7
853	277.5	278.74	278.76	280.27	0.089508	5.92	5.17	8.81	1.94
819	276.0	277.72	277.26	277.92	0.004094	2.52	13.33	12.56	0.58
781	275.9	277.16	277.61	277.81	0.013273	3.08	10.06	10.32	1.01
713	273.9	274.75	274.76	275.81	0.06721	5.43	5.71	8.71	1.65
662	269.5	271.59	270.76	271.72	0.001919	1.54	18.1	10.69	0.21
603	266.7	270.66	270.96	271.44	0.013279	3.54	8.51	10.53	1.05
531	266.0	266.97	266.91	269.0	0.134313	6.88	4.5	8.14	2.41
472	263.1	264.57	264.65	265.36	0.053174	4.34	7.14	9.38	1.27
421	260.5	261.17	261.86	262.65	0.046796	4.59	5.75	7.83	1.22
358	257.0	257.89	258.26	258.95	0.046445	4.78	6.49	9.06	1.28
243	254.8	256.56	256.65	256.95	0.020556	3.82	10.07	10.31	1.0
98	250.7	251.53	251.61	252.93	0.060563	5.24	5.92	8.81	1.43
1	247.7	248.81	248.96	249.48	0.021186	3.63	8.53	9.92	0.92

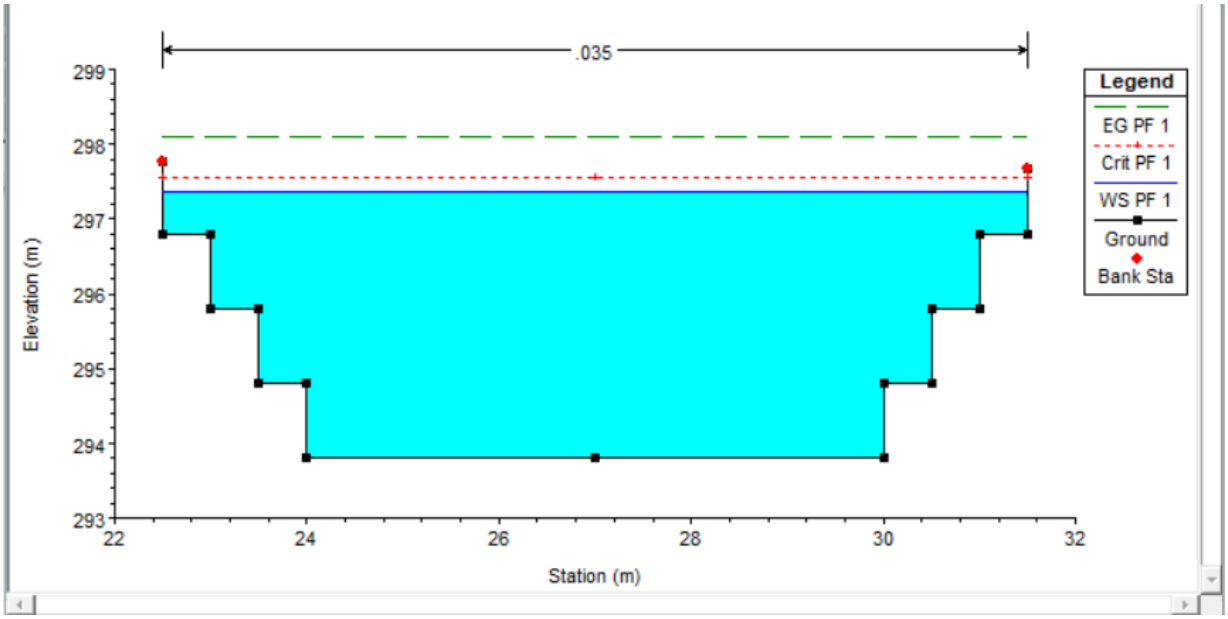


Figure V.16 : Profil transversal n°243 d'un canal trapézoïdal en gabion

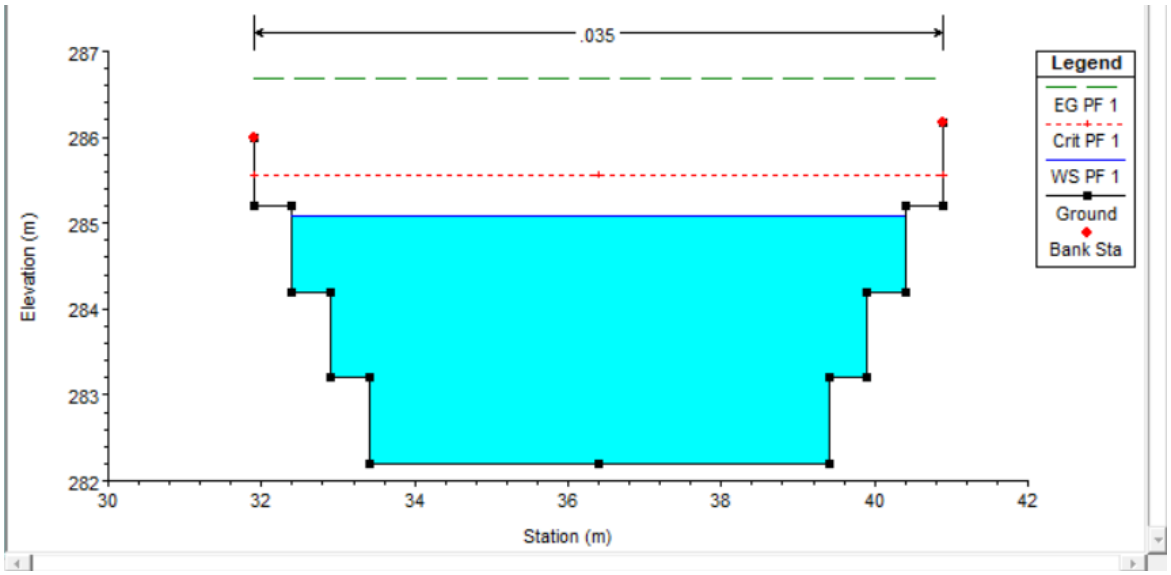


Figure V.17 : Profil transversal n°603 d'un canal trapézoïdal en béton

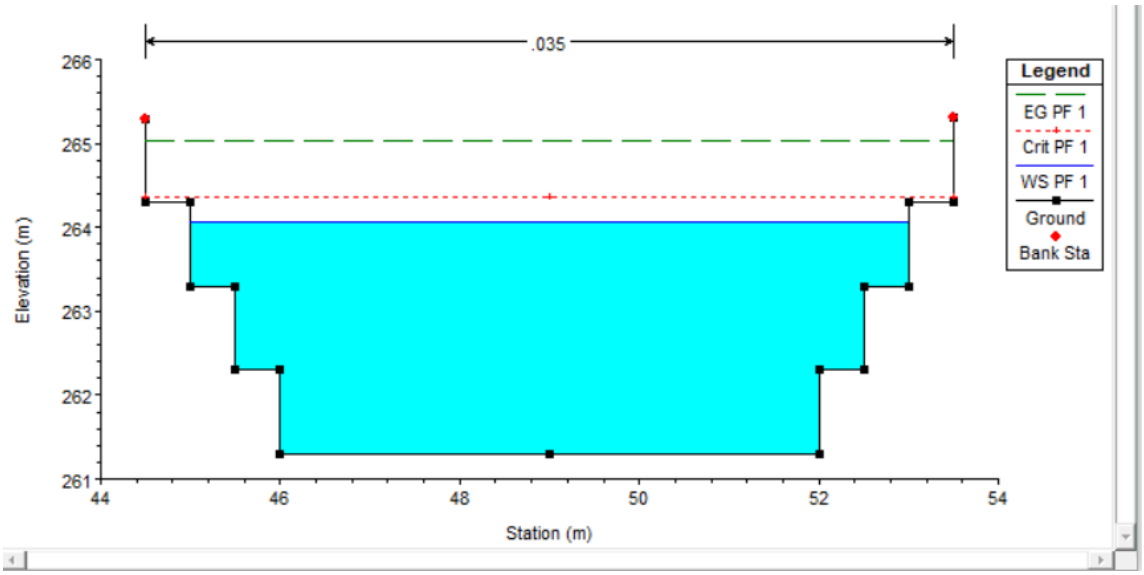


Figure V.18 : Profil transversal n°819 d'un canal trapézoïdal en béton

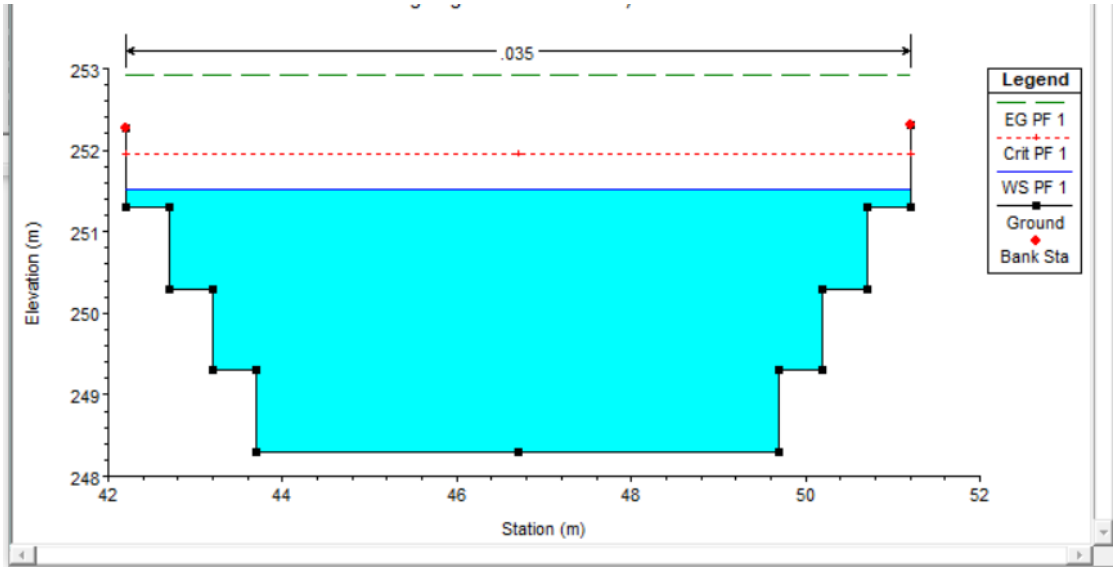


Figure V.19 : Profil transversal n°1286 d'un canal trapézoïdal en béton

Tableau V.16 : Devis de la variante canal en gabion

Désignations des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da/mm)
Terrassement	**Déblais**	m^3	15196	250	**3 799 000**
	remblais	m^3	867	700	**433 500**
Gabion		m^3	8560	5000	**42 800 000**
Géotextile		m^2	10700	2500	**26 750 000**
Montant Total					**73 782 500**

Commentaire :

Les gabions offrent une solution efficace pour la protection hydraulique, principalement en raison de leur flexibilité, qui leur permet de s'adapter aux mouvements naturels du terrain. Leur installation, bien que nécessitant une expertise, reste relativement simple et offre la possibilité de rehausser la structure ultérieurement. Cependant, leur durabilité peut être affectée par la corrosion des cages métalliques, le déplacement des pierres ou des problèmes de perméabilité, exigeant un entretien régulier. Malgré ces contraintes, ils présentent un avantage économique significatif par rapport aux ouvrages en béton pour les structures déversantes.

V.4 Choix de la variante d'aménagement :

Les trois options assurent une gestion sécurisée des crues. Le choix s'est donc porté sur des critères technico-économiques, environnementaux et esthétiques, alignés sur les priorités locales et la géomorphologie de l'Oued Khoudja. Cet oued, traversant et divisant Ain bouyahia, nécessitait une solution alliant robustesse et intégration paysagère. Le canal trapézoïdal en gabion a été retenu pour son efficacité contre l'érosion et son harmonie avec le cadre urbain, en faisant la solution principale du projet.

Conclusion :

Le dimensionnement de l'aménagement de l'Oued Khoudja s'appuie sur une analyse hydrologique avancée des débits d'écoulement, garantissant le choix de solutions techniques adaptées à la protection des berges. Pour l'ensemble des tronçons, l'utilisation de canaux en gabion est préconisée. Cette solution s'avère particulièrement adaptée aux zones sinueuses de l'oued, où elle permet de limiter l'érosion des berges extérieures et de réduire les dépôts sédimentaires sur les berges intérieures, stabilisant ainsi les méandres et régulant leur évolution morphologique.

Sur le plan économique, les gabions représentent une option compétitive, alliant efficacité et faible coût d'entretien, sans compromis sur les exigences esthétiques du contexte urbain. Leur revêtement assure une protection durable contre la dégradation des berges.

Enfin, une marge de sécurité de 0,9 m sera ajoutée au tirant d'eau calculé pour anticiper les perturbations de surface et prévenir tout risque de débordement. Cette précaution renforce la résilience de l'ouvrage face aux crues exceptionnelles et assure une gestion optimale des flux hydrologiques.

CHAPITRE VI :

Organisation de chantier.

Introduction :

L'organisation d'un chantier repose sur la mise en place de mesures destinées à optimiser les conditions de travail, permettant ainsi de réduire les coûts de production. Elle crée un cadre favorable aussi bien pour les travailleurs que pour les équipements, ce qui contribue à améliorer la productivité. Une étude approfondie du site est essentielle pour établir un planning technique précis et assurer une utilisation rationnelle des ressources, tout en tenant compte des contraintes d'espace et de temps liées au projet.

Une organisation efficace du chantier joue donc un rôle majeur dans la maîtrise des coûts et la prévention des dépassements budgétaires susceptibles de compromettre la viabilité économique du projet. Dans le cadre de la gestion de grands chantiers, une compréhension détaillée de cette organisation est indispensable pour garantir le succès.

Pour atteindre ces objectifs, il convient de :

- Définir avec exactitude les méthodes d'exécution et les modes opératoires, en intégrant des techniques modernes de construction performantes.
- Coordonner et répartir les tâches en s'appuyant sur une main-d'œuvre qualifiée et spécialisée.
- Structurer les postes de travail en favorisant une mécanisation progressive afin d'accroître l'efficacité.
- Évaluer précisément la quantité et la qualité de main-d'œuvre nécessaire, sachant que le coût du personnel impacte directement le prix final du projet.

VI.1 Généralités

VI.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur un chantier

Un chantier de construction mobilise plusieurs acteurs, chacun jouant un rôle clé afin d'assurer le bon déroulement du projet. Les principaux intervenants et leurs responsabilités sont présentés ci-après.

VI.1.1.1 Maître d'ouvrage (MOA)

Le maître d'ouvrage est une personne physique ou morale (particulier, entreprise, institution) qui initie et finance un projet de construction ou de réhabilitation. Ses missions principales consistent à :

- 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 définis avec les différents prestataires.
- Assurer la coordination générale de l'équipe projet afin de garantir la cohésion entre les intervenants et la qualité d'exécution.
- Devenir propriétaire de l'ouvrage à l'issue de sa réception.

VI.1.1.2 Maître d'œuvre

Le maître d'œuvre, mandaté par le maître d'ouvrage, a pour mission principale la conception du projet ainsi que la supervision de l'exécution des travaux. Il assure la gestion opérationnelle du chantier et exerce une autorité directe sur l'ensemble des activités réalisées. Ses responsabilités se déclinent comme suit :

- Élaborer les plans de construction et veiller à leur respect durant l'exécution.
- Garantir la conformité des travaux aux règles de l'art ainsi qu'aux normes en vigueur.
- Diriger et coordonner les équipes présentes sur le chantier tout en veillant au respect des délais.

En définitive, une organisation rigoureuse du chantier et une répartition claire des responsabilités permettent d'assurer l'efficacité, la rentabilité et la pérennité de l'ouvrage.

VI.1.1.3 L'entreprise

L'entreprise, qu'il s'agisse d'une personne morale ou physique, est l'entité chargée par le maître d'ouvrage de l'exécution des travaux. Elle joue un rôle central dans la réussite du chantier à travers les responsabilités suivantes :

- Assurer un contrôle strict de la qualité pour garantir un ouvrage conforme aux normes et standards les plus exigeants.
- Gérer de manière optimale les coûts et les ressources afin de respecter les limites budgétaires fixées.
- Mettre en place un calendrier d'exécution détaillé et veiller au respect des délais.
- Se conformer scrupuleusement aux clauses et obligations prévues dans les documents contractuels.
- Réaliser les travaux conformément aux spécifications techniques définies dans le contrat.

VI.1.1.4 L'entrepreneur

L'entrepreneur, qu'il soit une personne physique ou morale, assure la responsabilité principale de l'exécution des travaux. Il peut également participer à la conception technique détaillée. Jusqu'à la réception finale du chantier, il demeure garant de la conformité des ouvrages réalisés, ainsi que de leur sécurité et de leur qualité.

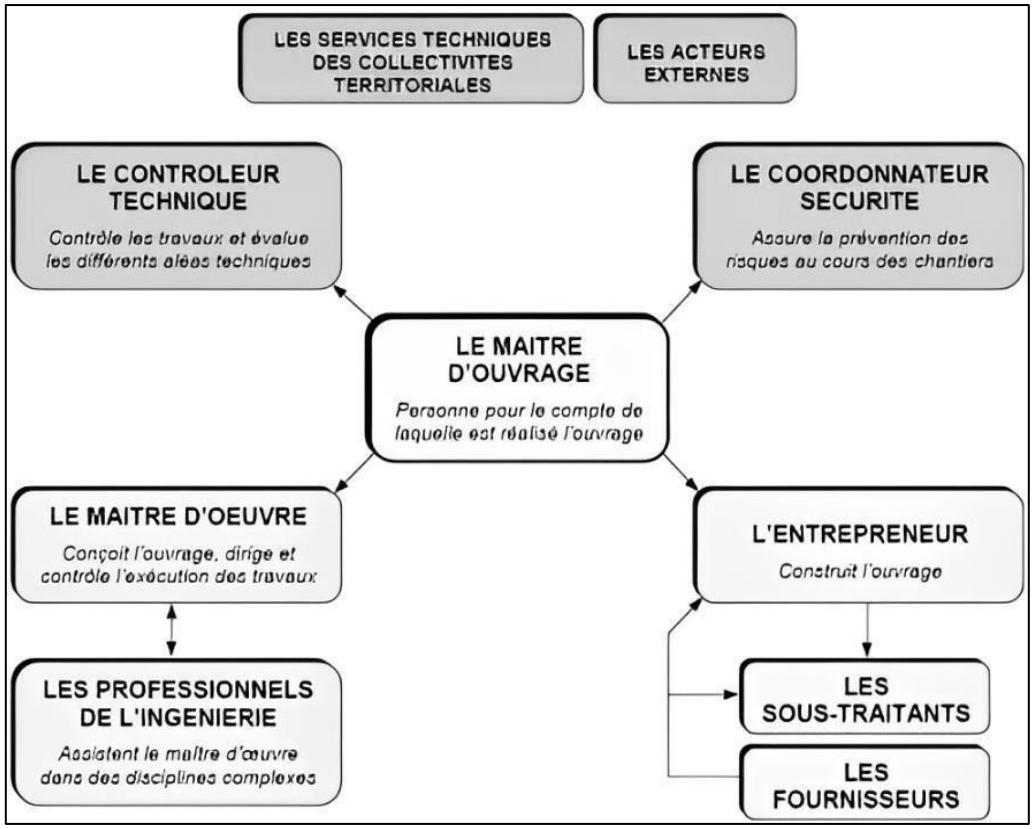


Figure VI.4: Interactions entre les acteurs du chantier (Ghomari, 2013).

VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet :

L'évaluation des coûts prévisionnels liés aux travaux et aux aménagements constitue un élément essentiel pour assurer la bonne exécution du projet. Elle prend en considération principalement :

➢ Les travaux de terrassement : calculés par unité d'œuvre, en fonction du volume de sol à

Déplacer et des conditions spécifiques du site.

➢ La fourniture et la pose des gabions: estimées sur la base du type de gabion retenu, des matériaux utilisés et des contraintes techniques de mise en œuvre.

Les montants prévisionnels relatifs à la variante choisie sont regroupés dans le tableau ci-après. Ils résultent d'une analyse approfondie des coûts, visant à garantir une optimisation financière du projet tout en maintenant un haut niveau de qualité dans les aménagements réalisés.

Tableau VI.1: Devis de la variante canal trapézoïdale en Gabion

Montant Totale (Da)	**73 782 500**
TVA 19%	14 018 675
Total TTC (Da)	**87 801 175**

VI.3 La planification :

VI.3.1 Définition :

La planification est le processus qui consiste à identifier, organiser et programmer les différentes tâches d'un projet, tout en précisant les compétences nécessaires à leur réalisation. Elle représente un outil stratégique pour le chef de projet, visant à optimiser l'efficacité et la coordination des opérations.

Ses principaux objectifs sont :

➢ Organiser de manière optimale les postes de travail.

➢ Assurer un suivi continu et en temps réel des activités.

➢ Analyser en détail l'ensemble des tâches à exécuter.

➢ Estimer avec précision la durée nécessaire à chaque tâche (chronométrage).

➢ Simplifier les méthodes de travail afin d'améliorer la productivité.

VI.3.2 Étapes de la planification

La planification se déroule selon plusieurs étapes essentielles qui orientent et structurent l'exécution des travaux :

➢ **Collecte d'informations** : cette phase consiste à rassembler et analyser les données issues des études préalables et comparatives, afin d'élaborer un plan de réalisation optimisé pour le projet.

➢ **Décomposition du projet** : le projet est découpé en tâches spécifiques, chacune confiée à un responsable, avec une définition précise des besoins en matériel et une estimation de la durée d'exécution en fonction du rythme de travail des équipes et des équipements.

➢ **Gestion des relations entre les tâches** : deux types de liaisons sont à considérer :

1. **La logique séquentielle** où l'achèvement d'une tâche conditionne le démarrage de la suivante.
2. **Les relations de préférence** qui permettent d'exécuter certaines tâches simultanément ou dans un ordre particulier.

➢ **Choix de la méthode de calcul** : la méthode est sélectionnée en fonction de la nature et de la complexité du projet. Dans le cas de tâches qui s'enchaînent logiquement, la méthode du chemin critique (Critical Path Method - CPM) s'avère généralement la plus appropriée

VI.3.3 Planning des travaux

L'exécution des travaux peut s'appuyer sur trois types de planification principaux :

➢ **Planning au plus tôt** : chaque tâche est lancée dès que toutes les conditions sont réunies. Cette approche est généralement adoptée par les entreprises disposant de ressources abondantes et engagées simultanément sur plusieurs projets.

➢ **Planning au plus tard** : les tâches sont programmées pour commencer à la date la plus reculée possible, tout en évitant tout retard global. Ce type de planification, plus économique, est souvent retenu lorsque les ressources disponibles sont limitées.

➢ **Planning intermédiaire** : il représente un compromis entre les deux précédents, en fixant le démarrage des tâches à une date située entre le plus tôt et le plus tard. Cette méthode est adaptée aux entreprises concentrées sur un projet unique et disposant de ressources suffisantes.

VI.3.4 Techniques de planification

La planification des travaux repose principalement sur deux grandes méthodes :

➢ **Méthodes fondées sur le réseau** : des outils tels que la méthode du chemin critique (CPM) ou la méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique) permettent de représenter le projet sous forme de réseaux de tâches et d'événements. Ces approches mettent en évidence les séquences critiques influençant directement la durée globale du projet.

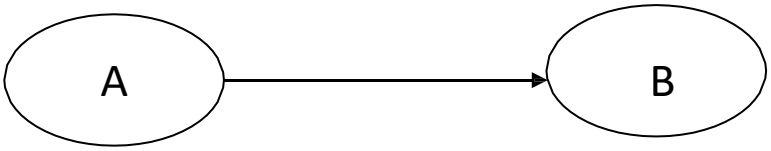
➢ **Méthodes fondées sur les graphiques** : le diagramme de Gantt constitue une méthode visuelle simple qui illustre la chronologie des tâches. Il facilite le suivi de l'avancement, mais offre moins de précision concernant les interdépendances entre tâches que les méthodes basées sur le réseau.

En combinant ces techniques, il devient possible d'organiser les travaux de manière cohérente, de respecter les délais fixés, d'optimiser l'utilisation des ressources et de réduire les risques de retard.

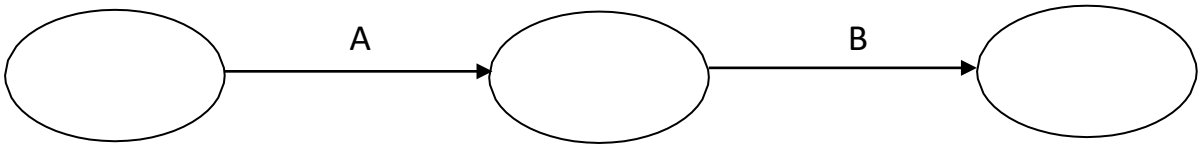
VI.3.4.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui illustre les relations entre les différentes tâches, qu'elles soient exécutées de façon séquentielle, parallèle ou convergente, tout en précisant leur durée d'exécution. On distingue principalement deux formes de réseaux

➢ Réseau à nœuds : dans ce modèle, chaque nœud correspond à une tâche ou une étape du projet, tandis que les flèches (ou liens) indiquent la séquence et le flux d'informations entre ces tâches. Elles permettent de visualiser clairement l'ordre d'exécution ainsi que les interactions entre les différentes étapes du projet.



➢ Réseau à flèches : dans ce type de réseau, chaque flèche correspond à une tâche, tandis que les nœuds représentent les points de connexion entre elles. Ce schéma met en évidence l'enchaînement des opérations et la logique de succession des différentes étapes du projet.



Le réseau sert principalement au calcul précis des délais et de la succession des tâches. Le graphique, quant à lui, en facilite la lecture et la compréhension

- **Construction du réseau**

La mise en place d'un réseau repose sur plusieurs étapes essentielles :

1. **Établir la liste des tâches** : Recenser l'ensemble des activités nécessaires au projet, en précisant pour chacune la durée estimée, les ressources, les dépendances et les responsables.
2. **Définir les tâches préalables** : Identifier celles qui doivent être achevées avant d'entamer les suivantes afin de fixer la logique d'enchaînement.
3. **Élaborer des graphes partiels** : Représenter visuellement les relations entre tâches à l'aide de diagrammes (PERT, Gantt, etc.).
4. **Assembler les graphes** : Regrouper les sous-projets ou domaines distincts pour obtenir une vision globale.
5. **Déterminer les jalons** : Identifier la tâche initiale et la tâche finale du projet, points de référence pour suivre son avancement.

Cette démarche favorise une organisation claire des activités et une gestion optimisée du temps et des ressources.

VI.3.5 Différentes méthodes basées sur le réseau

VI.3.5.1 Méthode C.P.M (Critical Path Method)

La méthode du chemin critique (CPM) a pour objectif de réduire au maximum la durée de réalisation d'un projet. Elle s'articule autour de trois étapes principales :

➢ **Phase 1** : Identifier les ressources humaines et matérielles nécessaires à l'exécution des tâches.
➢ **Phase 2** : Étudier de façon méthodique le réseau d'activités, en suivant leur avancement selon l'unité de temps choisie (jour, heure, etc.).
➢ **Phase 3** : Adapter le réseau en tenant compte des contraintes propres à l'entreprise et aux conditions spécifiques du projet (Benlaoukli, 2004).

VI.3.5.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique)

La méthode PERT, ou technique d'évaluation et de revue de programme, consiste à structurer les tâches d'un projet sous forme de réseau. Elle met en évidence leur enchaînement ainsi que leurs interdépendances, permettant ainsi une planification rigoureuse et favorisant l'atteinte de l'objectif final.

VI.3.5.3 Méthodes basées sur le graphique

➢ **Méthode linéaire (ou technique de la ligne d'équilibre)** : Particulièrement adaptée aux projets comportant des tâches répétitives, cette méthode est largement utilisée dans les grands chantiers de construction, tels que les ensembles de bâtiments ou les infrastructures linéaires (routes, voies ferrées, pipelines).

➢ **Méthode à barres** : Elle repose sur l'élaboration de deux réseaux combinés à un diagramme à barres (ou diagramme de Gantt). Cette représentation visuelle met en évidence les interdépendances entre les tâches et facilite la planification de leur exécution, améliorant ainsi la gestion globale du projet.

➢ **Choix de la méthode de calcul** : La méthode de planification doit être choisie en fonction de la nature du projet. Pour les opérations s'enchaînant selon une logique séquentielle stricte, comme dans notre cas, la méthode PERT s'avère la plus pertinente (Benlaoukli, 2004).

VI.3.6 Méthode de calcul PERT

VI.3.6.1 Paramètres de la méthode PERT

L'application de la méthode PERT repose sur plusieurs paramètres fondamentaux :

- **DCP (Date de début au plus tôt)** : représente la date la plus précoce à laquelle une tâche peut être entamée, en fonction des dépendances et contraintes du projet.
- **Tr (Temps de réalisation)** : durée estimée nécessaire pour exécuter une tâche donnée.
- **DFP (Date de fin au plus tôt)** : correspond à la date la plus proche à laquelle une tâche peut être achevée, selon les contraintes établies.

- **DCPP (Date de début au plus tard)** : indique la date la plus tardive à laquelle une tâche peut débuter sans perturber le calendrier global du projet.
- **DFPP (Date de fin au plus tard)** : désigne la date limite à laquelle une tâche peut être terminée sans retarder la fin du projet.
- **MT (Marge Totale)** : représente la flexibilité disponible pour une tâche sans affecter le chemin critique. Elle se calcule comme la différence entre :
    - La date de début au plus tôt (DCP) et la date de début au plus tard (DCPP), ou
    - La date de fin au plus tôt (DFP) et la date de fin au plus tard (DFPP).

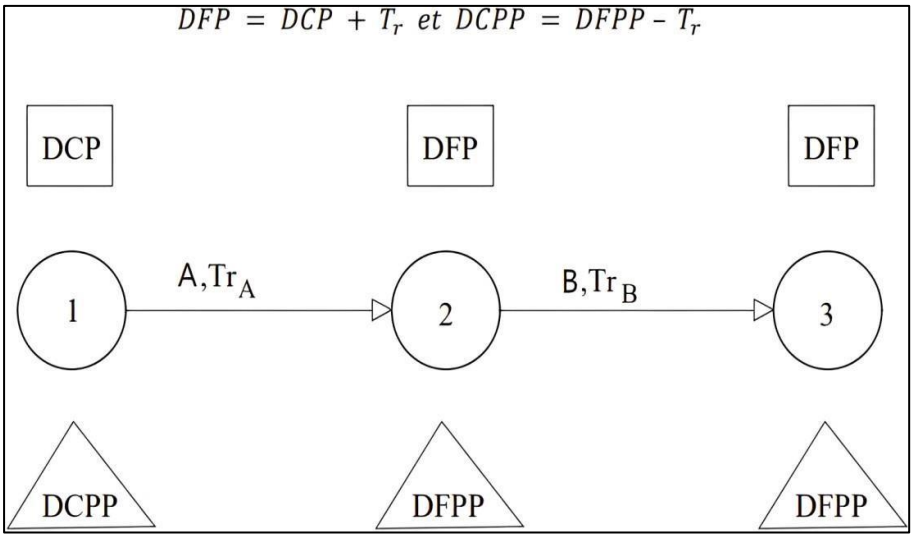


Figure VI.2: Schéma représentatif de la méthode de PERT

VI.3.6.2 Chemin critique (C.C) :

Le chemin critique correspond à la suite d'opérations qui fixe la durée totale du projet (DTP). Les tâches qui le composent se caractérisent par une marge totale nulle (MT = 0).

L'identification du chemin critique repose sur deux conditions essentielles :

- **Marge totale nulle :** chaque tâche incluse dans le chemin critique doit avoir une marge totale égale à zéro.
- **Somme des durées :** la durée cumulée des opérations de ce chemin doit être strictement égale à la durée totale du projet.

VI.3.7 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt est un outil essentiel de la gestion de projet, offrant une représentation visuelle claire de l'avancement des tâches.

- **Organisation du diagramme** :
    - La partie gauche présente la liste des tâches à réaliser.
    - L'en-tête en haut indique les unités de temps (jours, semaines ou 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 prévue.
- **Informations mises en évidence** :
    - ➢ La séquence logique et les interdépendances entre les tâches.
    - ➢ Les dates de début et de fin prévues.
    - ➢ La durée de chaque tâche.
    - ➢ Les chevauchements éventuels ou les écarts entre les activités.
    - ➢ L'état d'avancement réel comparé aux prévisions.

Le diagramme de Gantt fournit ainsi une vue d'ensemble du projet, simplifiant sa planification, son suivi et son pilotage.

Enfin, la méthode PERT complète cet outil en permettant d'optimiser la durée et les coûts d'un projet. Sa construction repose sur l'identification des tâches nécessaires et l'estimation de leur durée d'exécution.

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

Opérations	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	16
Etude topographique	B	20
Travaux de terrassements	C	34
Compactage	D	25
Pose de Geotextile	E	24
Pose de gabion	F	265
Travaux de finition et Réaménagement des berges	G	22
Déménagement du chantier	H	16

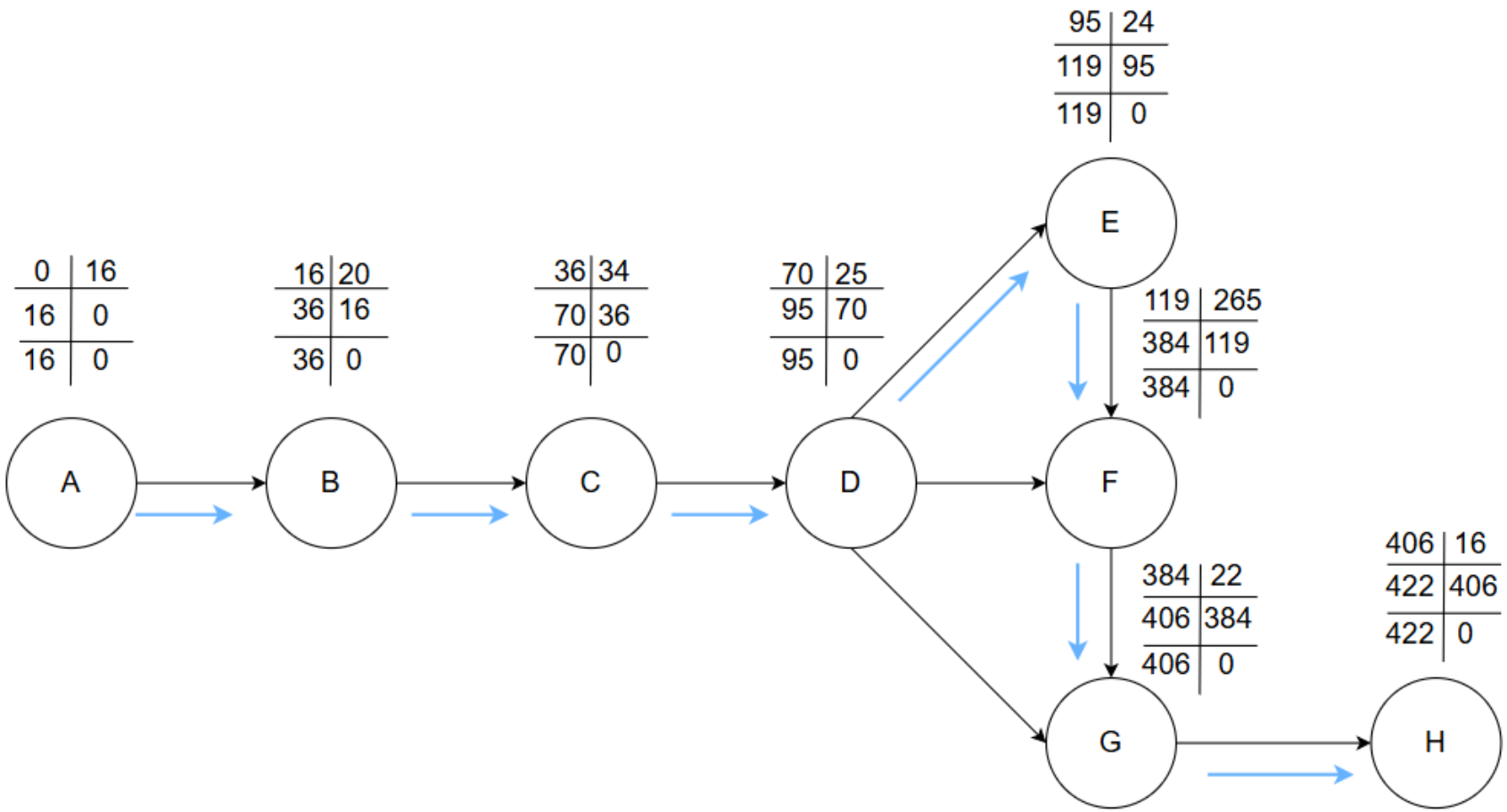


Figure VI.3: Réseau de planification des taches par la méthode CPM

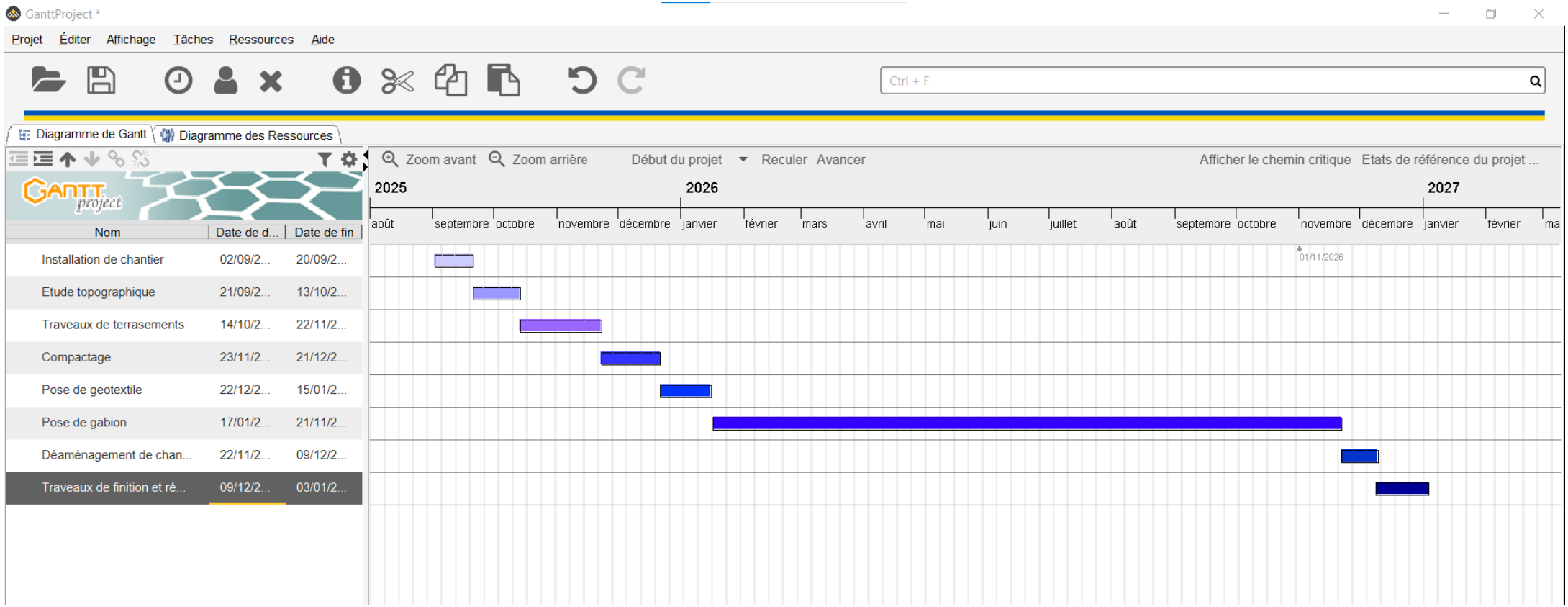


Figure VI.4 : Chronogramme du Projet pour la Variante de Gabionnage avec le Logiciel Gantt Projec

Conclusion :

En conclusion, ce chapitre consacré à l'organisation du chantier met en évidence que la réussite d'un projet repose avant tout sur une gestion rigoureuse du temps et une coordination optimale des ressources humaines, techniques et matérielles. Pour respecter les délais fixés et maîtriser le budget, une planification précise s'avère indispensable. Le projet d'aménagement de l'Oued Khoudja à Aïn Bouyahia, d'une longueur de 1 070 mètres, avec un coût prévisionnel de 112.891.968,00 DA et un délai d'exécution de 14 mois, illustre parfaitement cette exigence. Une organisation méthodique des ressources, associée à l'anticipation des imprévus et à une gestion proactive, constitue ainsi un facteur clé pour garantir l'achèvement du projet dans les délais et sans dépassement budgétaire.

Conclusion générale

L'étude menée sur les crues de l'Oued Khoudja a mis en évidence l'importance cruciale de la prévision et de la gestion proactive des risques d'inondation. Face à la complexité croissante des phénomènes climatiques, les outils de simulation numérique se révèlent indispensables pour modéliser ces événements et élaborer des stratégies de gestion efficaces. La sécurité des populations et des infrastructures requiert la mise en place de systèmes d'alerte performants et de plans d'intervention coordonnés. Une approche intégrée et anticipative permet non seulement de réduire les impacts dévastateurs des inondations, mais aussi de renforcer la résilience des communautés locales face à ces aléas naturels.

Le travail a débuté par une synthèse des connaissances générales sur les inondations, suivie de la présentation de la zone d'étude. L'accent a été mis sur la vulnérabilité accrue de la ville en raison de sa forte densité de population. Une analyse géologique et météorologique a permis de caractériser le sol et d'identifier les principaux facteurs influençant la dynamique des crues. Cette étape a révélé l'impact combiné des conditions géographiques et des changements climatiques sur l'augmentation du risque d'inondation.

Par la suite, une étude hydrologique approfondie a été réalisée, complétée par une analyse hydromorphologique du bassin versant. Il est apparu que la forme allongée du bassin et son relief accentué favorisent un temps de concentration court, augmentant la probabilité de crues rapides. L'examen du réseau hydrographique en cinq ordres, appuyé par les données hydrométriques de la station d'Ababsa, a permis, grâce à la loi de Gumbel et à la méthode GRADEX, d'estimer un débit centennal de 31 m^3/s pour une période de retour de 100 ans.

L'analyse hydraulique a ensuite été conduite à l'aide du logiciel HEC-RAS, associé à RAS-Mapper, afin de modéliser les hauteurs d'eau pour différents scénarios de crues et de cartographier avec précision les zones à risque. La géométrie de l'oued a été reproduite à partir des données topographiques, incluant le profil en long, les sections transversales, les berges, ainsi que les conditions hydrauliques nécessaires à la simulation.

Sur la base des résultats obtenus, trois options d'aménagement ont été étudiées selon des critères techniques et économiques, dans l'objectif d'adapter le territoire aux risques identifiés. Parmi ces solutions, le canal en gabion trapézoïdal couvrant l'ensemble de l'Oued Khoudja a été retenu. Ce choix s'explique par son efficacité hydraulique, sa meilleure intégration paysagère et son coût avantageux par rapport aux autres alternatives (canaux en enrochement ou en béton armé).

L'analyse technico-économique a confirmé que cette solution constitue l'option optimale : un canal en gabion, estimé à 112,891,968 DA, pour un délai de réalisation de 14 mois. Toutefois, la pérennité de cet aménagement dépendra d'un entretien régulier et adapté. Par ailleurs, la réussite de cette stratégie repose aussi sur la sensibilisation des populations locales à l'importance des systèmes d'alerte et sur leur capacité à réagir rapidement en cas de crue. Il est donc essentiel de mettre en place un plan de gestion des urgences, comprenant des procédures d'évacuation et la désignation de refuges sûrs, afin de garantir une protection efficace des habitants exposés.

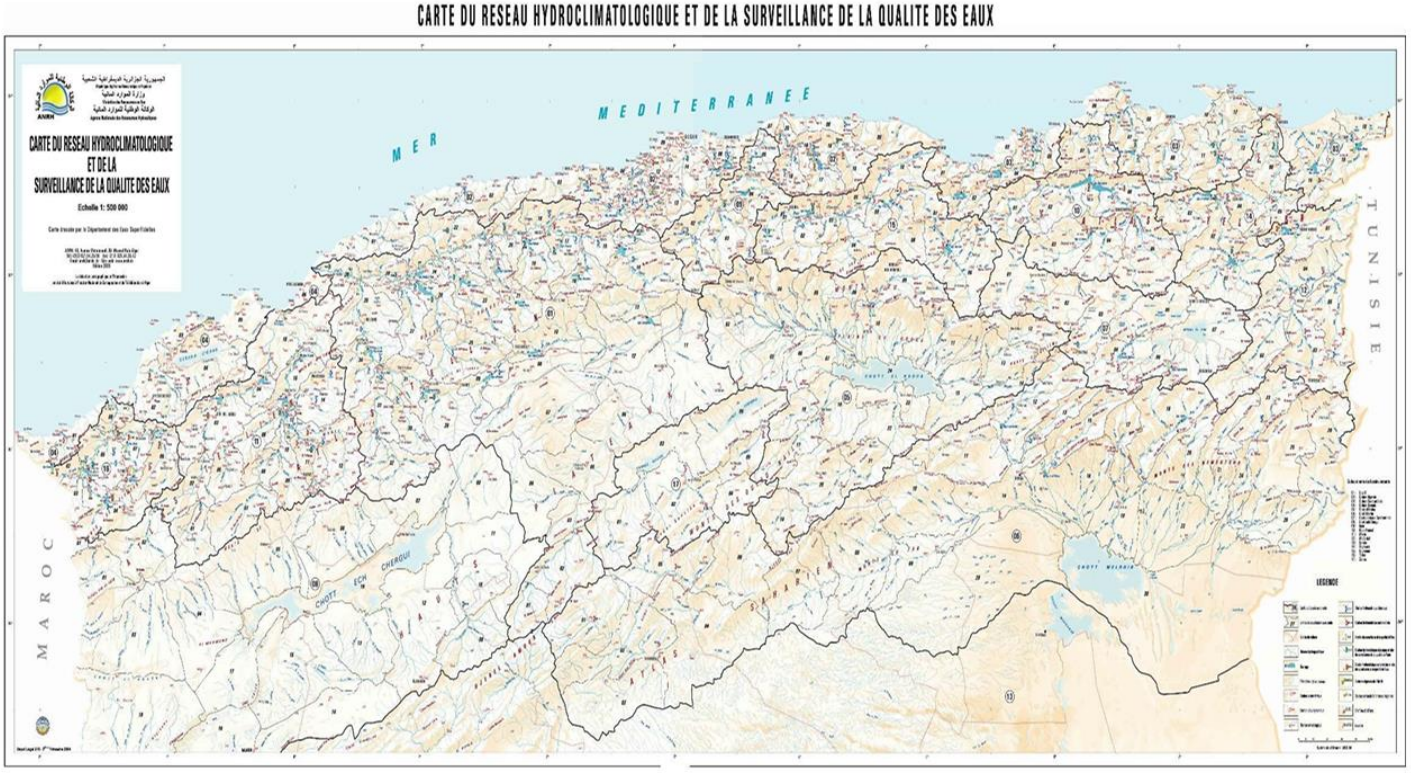
Bibliographie

- Azzedine Mebarki (1982). Le bassin du Kébir-Rhumel (Algérie) : Hydrologie de surface et aménagement des ressources en eau. Disponible sur : ResearchGate
- Benlaoukli, Bachir. (2004). Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.O [Working Paper]. Disponible sur : http://localhost:8080/xmlui/handle/123456789/108
- BENMANSOUR Nadir. Étude de crues et localisation des zones inondables. 08 juillet 2009. Disponible sur : https://elearningdeprecated.univannaba.dz/pluginfile.php/5573/mod_resource/content/1/Chapitre%20II%20%20Calcul%20des%20Conduites%20et%20Canaux%20-%20Ecoulement%20Uniforme.pdf
- Degoutte, 2012. Diagnostic, aménagement et gestion des rivières. Disponible sur : https://stm.cairn.info/diagnostic-amenagement-et-gestion-des-rivieres--9782743014698?lang=fr
- Élément descriptif de la crue. Disponible sur : http://www.connectedwater.gov.au/framework/baseflow_separation.php
- Garavaglia, F. (2011). Méthode SCHADEX de prédétermination des crues extrêmes : Méthodologie, applications, études de sensibilité. Disponible sur : https://theses.hal.science/tel-00579507v1
- Guillot et Duband (1967). La méthode du Gradex a été développée par EDF dans les années 1960. Disponible sur : http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Gradex_(m%C3%A9thode_du)_(HU)
- HAMITOUCHE Yasmine (2020). Étude d'aménagement hydraulique d'Oued Allala pour la protection de la ville de Ténès contre les inondations (W. Chlef)
- IKHLEF Roumaissa (2023). Étude de protection contre les inondations par Modélisation des affluents – Cas du centre de Bordj Mira (W. Béjaïa).
- KADI Karim (2023). Protection des communes de Bordj El Kiffan et Bordj El Bahri contre les risques des inondations de l'Oued El Hamiz (W. Alger).
- LABDI Amar (2024). Protection de la ville Oued Rihane Ouest, la ville de Khemis Miliana et l'usine des matériaux explosifs ONEX contre les inondations (Oued Rihane).
- Ledoux (2000). Aléas, vulnérabilités et gestion des risques naturels.
- Lencastre (2008). Hydraulique générale. Disponible sur : https://www.eyrolles.com/BTP/Livre/hydraulique-generale-9782212018943/

- M.Yahiaoui Abdelhalim. Inondations torrentielles – Cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord.
- Medjber Abdellah (2008). Étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Mekerra et les moyens de protection contre les crues : Wilaya de Sidi Bel Abbés. Disponible sur : http://www.waternunc.com/fr/mate36.htm
- Ministère de l'Écologie et du Développement Durable (MEDD). Aléas, vulnérabilités et gestion des risques naturels. Disponible sur : https://hal.science/hal03279213/file/Aleas_Naturels_Et_Gestion_Des_Risques_2010_PUF_Leone_Vinet_MeschinetDeRichemond_Complet_leger.pdf
- OULHACI Dalila. Ruissellement inter-annuel en Algérie septentrionale (Relation entre ruissellement, pluie et évaporation) 2015-2016.
- TACHI Amina & BENTRAD Meriem (2018). Prédiction de débit solide dans la période de crue par l'utilisation des réseaux de neurones artificiels : Étude de cas de l'Oued Soufay – Khemis Miliana – Algérie.
- Touaibia, Bénina. (2015). Manuel pratique d'hydrologie (2e édition).
- Tria Chihab Eddine (2022). Dimensionnement d'un deuxième évacuateur de crue – Cas du barrage Cheurfas II.
- U.S. Army Corps of Engineers (2016). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version …, 960p. Disponible sur : http://www.hec.usace.army.mil/software/
- ZEROUAL, Ayoub, ASSANI, Ali. A., MEDDI, M. et al. (2019). Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. Clim Dyn 52, 227–243. Disponible sur : https://link.springer.com/article/10.1007/s00382-018-4128-0

ANNEXES

Annexe n° 01 : Carte du réseau hydroclimatique et de la surveillance de la qualité des eaux.



Annexe n° 02 : Tableau des valeurs de $\chi 2$.

	γ										
k	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Annexe n° 03 : 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