

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⴰⵔⵉⵜ ⵏ ⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵉⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**Etude d'aménagement de l'Oued Safsaf de la commune de
Bouinane, w.Blida**

Présenté par :
SALHI Yousra

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	Professeur	Président
M. D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
E.OSMANI	M.A.A	Examineur
I.ZAIBAK	M.C.B	Promoteur

Session : Septembre 2024



Dédicace

À Ma Mère

Affable, honorable, aimable, tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement. Tu n'as jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour ses enfants, en me guidant sur le bon chemin dans ma vie et mes études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.

À Mon Père

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eus pour toi. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien-être. Ce travail est le fruit des sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

À Ma Famille

À mes chères sœurs Ikram, Sara, Asma et à mon frère Hakim, qui m'ont toujours soutenu et cru en moi.

À Ania ma nièce adorée, l'amour de ma vie et à son père Amine pour son précieux soutien.

À mes précieuses amies, Yasmine, Imene, Bouchra et Sirine pour leur présence et leurs encouragements constants, vous êtes ma source de force.

Yusra

Remerciements

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage nécessaires pour atteindre mes objectifs.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à mon promoteur, **M. ZAIBAK Issam**, pour ses précieux conseils, propositions et orientations, ainsi que pour l'encouragement et la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères et mon profond respect aux membres distingués du jury. Votre expertise et le temps que vous consacrez à l'évaluation de ce mémoire sont inestimables.

Je suis profondément reconnaissante à **l'ingénieur GHEMARI Mohamed Anis**, dont l'expertise technique, la disponibilité et la bienveillance ont grandement contribué à la qualité de ce travail.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers l'ensemble du personnel et des enseignants de **l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique**. Votre dévouement à l'éducation et à la formation a joué un rôle crucial dans mon parcours.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail. Que ce soit par un mot d'encouragement ou une aide technique, votre contribution a été précieuse.

Yousra

ملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم وإعداد حلول لإدارة الفيضانات لوادي صفصاف، وهو مجرى مائي يمر عبر المدينة الجديدة بوعينان في الجزائر، وذلك لتقليل مخاطر الفيضانات الناتجة عن التغيرات المناخية والتوسع العمراني السريع. تعتمد الدراسة على توصيف دقيق لحوض التصريف، وتحليلات هيدرولوجية، ونماذج هيدروليكية لتقييم مخاطر الفيضانات وتحديد المناطق المعرضة للخطر، باستخدام أدوات محاكاة مثل ArcGIS Pro و HEC-RAS. بعد دراسة تقنية اقتصادية، تم اقتراح حل يتكون من قناة مختلطة تتناوب بين مقاطع من القفف الصخرية وأنابيب صندوقية مدفونة. يوازن هذا المشروع بين حماية الفيضانات، الاستدامة البيئية، والجدوى الاقتصادية.

الكلمات المفتاحية: الفيضانات، وادي صفصاف، التوسع العمراني، التهيئة الهيدروليكية، مخاطر الفيضانات، النمذجة الهيدروليكية، بوعينان، الاستدامة البيئية

Résumé :

Cette étude a pour objectif l'évaluation et l'aménagement de l'Oued Safsaf, un cours d'eau traversant la nouvelle ville de Bouinane en Algérie, dans le but de réduire les risques d'inondation liés aux changements climatiques et à l'urbanisation rapide. Elle s'appuie sur une caractérisation détaillée du bassin versant, des analyses hydrologiques et des modélisations hydrauliques pour évaluer les risques d'inondation et identifier les zones à risque, en utilisant des outils de simulation tels qu'ArcGIS Pro et HEC-RAS. Suite à une étude technico-économique, une solution a été proposée : un canal mixte, alternant des tronçons en gabions et des canalisations enterrées en dalots. Ce projet concilie une protection contre les inondations, une durabilité environnementale et une faisabilité économique.

Mots-clés : Inondation, Oued Safsaf, urbanisation, aménagement hydraulique, risques d'inondation, modélisation hydraulique, Bouinane, durabilité environnementale.

Abstract :

This study aims to evaluate and develop flood management solutions for the Oued Safsaf, a watercourse crossing the new city of Bouinane in Algeria, to reduce the risks of flooding due to climate change and rapid urbanization. The study is based on a detailed characterization of the watershed, hydrological analyses, and hydraulic modeling to assess flood risks and identify high-risk areas, using simulation tools such as ArcGIS Pro and HEC-RAS. Following a techno-economic study, a solution was proposed: a mixed canal alternating between gabion sections and buried box culverts. This project balances flood protection, environmental sustainability, and economic feasibility.

Keywords: Flooding, Oued Safsaf, urbanization, hydraulic development, flood risks, hydraulic modeling, Bouinane, environmental sustainability.

Table des matières

I	Concepts clés et historique des inondations	1
I.1	Connaissance des composants du risque d'inondation	1
I.1.1	Risque	1
I.1.2	Aléa.....	1
I.1.3	Vulnérabilité	2
I.2	Evolution du risque d'inondation.....	2
I.3	Gestion du risque d'inondation.....	3
I.4	Crue et inondation.....	3
I.5	Causes et facteurs.....	4
I.6	Paramètres d'évaluation d'une crue.....	4
I.7	Conséquences des inondations.....	5
I.8	Types d'inondations.....	6
I.8.1	Inondations par submersion :.....	6
I.8.2	Inondations par ruissellement :.....	6
I.8.3	Inondations des rivières :.....	7
I.8.4	Rupture d'ouvrages ou d'embâcles :.....	7
I.9	La problématique des inondations en Algérie :	8
I.9.1	Les causes des inondations en Algérie :	8
I.9.2	Historique des inondations catastrophiques en Algérie (1927-2024).....	9
I.9.3	La stratégie de l'Algérie pour lutter contre les inondations :	11
I.10	Les inondations dans la zone d'étude :.....	12
II	Présentation de la zone d'étude	13
II.1	Situation géographique de la commune de Bouinane :.....	14
II.2	Délimitation de la zone d'étude :	14
II.3	Situation hydrographique.....	15
II.4	Situation climatologique :.....	15
II.4.1	Climat :	15
II.4.2	Température :.....	16

II.4.3	Humidité :	17
II.4.4	Vent :	17
II.4.5	Pluviométrie :	17
II.4.6	Evaporation :	18
II.5	Géologie et sismicité :	19
II.5.1	La géologie :	19
II.5.2	Sismicité :	20
III	Etude hydrologique	21
III.1	Bassin versant.....	21
III.1.1	Caractéristiques géographiques	21
III.1.2	Caractéristiques morphologiques.....	21
III.1.3	Caractéristiques géométriques	23
III.1.4	Caractéristiques hydrographiques	25
III.2	Analyse des données pluviométriques	40
III.2.1	Ajustement statistique des séries pluviométriques	42
III.2.2	Pluie De Courte Durée	48
III.3	Calcul du débit de crue.....	51
III.3.1	Méthode de Gradex.....	51
III.3.2	Méthode fréquentielle de Meddi & al. 2017.....	53
III.3.3	Méthode des formules empiriques	55
III.3.4	Méthode Soil Conservation Service « SCS »	57
III.3.5	Discussion des Résultats	64
III.4	Transport solide :	64
IV	Etude hydraulique	66
IV.1	Généralités.....	66
IV.1.1	Écoulement à surface libre.....	66
IV.1.2	Types d'écoulement	66
IV.1.3	Régime d'écoulement	67
IV.2	Modélisation du cours d'eau non Aménagé.....	68
IV.2.1	Modélisation de l'écoulement.....	68

IV.2.2	Résultat de la simulation	72
IV.3	Les zones inondables :	76
IV.3.1	Carte des profondeurs	76
IV.3.2	Carte des vitesses d'écoulement	77
IV.3.3	Classes d'aléa :	78
V	Etude des variantes	82
V.1	Différents types d'aménagement :	82
V.1.1	Protection directe (Rapprochée)	82
V.1.2	Protection indirecte (Eloignée)	83
V.2	Formule de dimensionnement des canaux	84
V.3	Choix des paramètres de dimensionnement	85
V.4	Critères d'évaluation de la variante d'aménagement :	86
V.5	Aménagement du cours d'eau	86
V.6	Etude des variantes	87
V.6.1	Description des variantes	87
V.6.2	Variante 1 :	87
V.6.3	Variante 2 :	102
V.7	Choix de la variante :	115
V.7.1	Analyse comparative :	115
V.7.2	La variante choisie :	115
V.8	Zones de transition	116
V.9	Carte de profondeur d'eau après aménagement :	117
V.10	Les ouvrages de traversée :	118
VI	Gestion et organisation du chantier	121
VI.1	Réalisation de la variante choisie	121
VI.2	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	121
VI.3	Installations du chantier	123
VI.3.1	Installations destinées au personnel :	123
VI.3.2	Installations destinées au stockage des matériaux :	123
VI.3.3	Installations destinées à la réparation des engins :	125

VI.3.4	Installations pour la préfabrication :	125
VI.4	Les moyens du chantier	125
VI.5	Devis quantitatif et estimatif du projet :	127
VI.6	Planification de projet	128
VI.6.1	Définition :	128
VI.6.2	Techniques de la planification	128
VI.6.3	Les étapes de la planification	130
VI.6.4	Sélection de la méthode de calcul	130
VI.6.5	Diagramme de Gantt :	131
VI.6.6	Élaboration du réseau selon la méthode CPM	132
VI.7	Sécurité de travail	136

Liste des tableaux

Chapitre I

<i>Tableau I.1 : les conséquences des inondations</i>	5
<i>Tableau I.2 : Recensement des inondations catastrophiques en Algérie (1970-2023), Le CRESTA,2004)</i>	10

Chapitre II

<i>Tableau II.1 : Répartition mensuelle de la température (1980-2010)</i>	16
<i>Tableau II.2: Répartition moyennes mensuelles des précipitations (1990-2016)</i>	17
<i>Tableau II.3 : La répartition mensuelle de l'évaporation</i>	18

Chapitre III

<i>Tableau III.1 : Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'Oued Safsaf</i> ...25	
<i>Tableau III.2 : Les paramètres hypsométriques du bassin versant de l'Oued Safsaf</i>27	
<i>Tableau III.3 : Caractéristiques altimétriques du bassin versant</i>28	
<i>Tableau III.4 : Pente moyenne du bassin versant d'Oued Safsaf</i> 30	
<i>Tableau III.5 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global</i> 32	
<i>Tableau III.6 : Résultats de calculs des pentes du bassin versant de l'Oued Safsaf</i> 32	
<i>Tableau III.7 : Classification du réseau hydrographique du bassin versant Selon Strahler</i> .. 35	
<i>Tableau III.8 : Densité de drainage du bassin versant de l'Oued Safsaf</i> 35	
<i>Tableau III.9 : Résultats du calcul du temps de concentration en heure pour le BV Safsaf</i> ... 38	
<i>Tableau III.10 : Paramètres hydrographiques d'Oued Safsaf</i> 39	
<i>Tableau III.11 : Caractéristiques géomorphologiques du bassin Versant d'Oued Safsaf</i> 39	
<i>Tableau III.12 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Soumâa</i> 40	
<i>Tableau III.13 : Répartition des précipitations maximales journalières prise de la station (021234)</i>	41
<i>Tableau III.14 : Les paramètres statistiques de la série</i>	42
<i>Tableau III.15 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel</i>	43
<i>Tableau III.16 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton « log-normal »</i>	45
<i>Tableau III.17 : Résultat de l'ajustement à la GEV</i>	46
<i>Tableau III.18 : Resultat du test de Khi^2</i>	48
<i>Tableau III.19 : Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour</i>	49
<i>Tableau III.20 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel de la station (021301)</i>	52

Tableau III.21 : Résultats des débits de crue selon la méthode de GRADEX	53
Tableau III.22 : Modèle pour calculer Q_{max} pour les différentes régions	54
Tableau III.23 : Valeurs du quantile pour chaque zone	54
Tableau III.24 : Résultats des débits de crue selon la méthode fréquentielle de Meddi & al. (2017)	55
Tableau III.25 : Valeurs du coefficient de ruissellement	56
Tableau III.26 : Résultats de calculs des débits pour différentes périodes de retours en m^3/s	57
Tableau III.27 : Classification des sols selon NRCS	58
Tableau III.28 : CN selon le Type d'occupation de sol	59
Tableau III.29 : Occupation du sol et CN du bassin versant	60
Tableau III.30 : Données d'entrées nécessaires à la simulation sur le logiciel HEC-HMS ..	62
Tableau III.31 : Résultats de simulation pour chaque période de retour	62
Tableau III.32 : Résultats des débits selon les quatre méthodes	64

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs des coefficients de rugosité de Manning (Open Channel Hydraulics – V.T. Chow 1959).....	71
Tableau IV.2 : Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations.....	75
Tableau IV.3 : Critères d'évaluation de l'aléa inondation (Source : Cartographie aléas ruisseau du Frayol Sagege 26/01/2016)	79

Chapitre V

Tableau V.1 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'. (Chen et Cotton, 1986).....	85
Tableau V.2 : Revanches utilisées (Degoutte, 2012).....	85
Tableau V.3 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés (Degoutte, 2012).....	86
Tableau V.4 : Description des tronçons d'Oued Safsaf	86
Tableau V.5 : Variantes propose pour l'aménagement de l'Oued Safsaf.....	87
Tableau V.6 : Dimensions du canal en enrochement pour l'aménagement du tronçon A1 de l'Oued Safsaf	89
Tableau V.7 : Résultats de simulation pour le 1er tronçon.....	90
Tableau V.8 : Calculs du réseau projeté des eaux pluviales.....	95
Tableau V.9 : Dimensions du canal en enrochement pour l'aménagement du tronçon C1 de l'Oued Safsaf	97

Tableau V.10 : Résultats de simulation pour le 3ème tronçon.....	98
Tableau V.11 : Devis de réalisation de la canalisation en dalots sur le tronçon B de l'Oued Safsaf.....	100
Tableau V.12 : Devis de réalisation d'un canal en enrochement sur les tronçons A1 et C1 de l'Oued Safsaf.....	101
Tableau V.13 : Les différentes tailles des roches pour le Matelas Reno et le Gabion.....	102
Tableau V.14 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée	104
Tableau V.15 : Calcul des nombres de caisses pour le tronçon gabionné A1	104
Tableau V.16 : Dimensions du canal trapezoidal en béton pour l'aménagement des tronçons B1 et B2 de l'Oued Safsaf.....	105
Tableau V.17 : Calcul des nombres de caisses pour le tronçon gabionné C1	106
Tableau V.18 : Résultats de simulation pour les 3 tronçons.....	107
Tableau V.19 : Les dimensions du canal trapézoïdal.....	107
Tableau V.20 : Caractéristiques mécaniques du canal	107
Tableau V.21 : Bilan des forces agissant sur le canal.....	107
Tableau V.22 : Calcul des moments stabilisateur et de renversement pour les deux états limites	111
Tableau V.23 : Détermination des efforts et des contraintes moyennes.....	107
Tableau V.24 : Devis de réalisation d'un canal trapézoïdal en béton armé pour le tronçon B de l'Oued Safsaf.....	113
Tableau V.25 : Devis de réalisation d'un canal en gabion pour les tronçons A1 et C1 de l'Oued Safsaf.....	114

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Engins utilisés	126
Tableau VI.2 : Devis des différents travaux d'aménagement de l'Oued Safsaf.....	127
Tableau VI.3 : Liste des opérations avec leurs durées.....	132
Tableau VI.4 : Succession des taches.....	133
Tableau VI.5 : Liste des travaux impliquant des risques spéciaux	136

Liste des figures

Chapitre I

<i>Figure I.1 : Décomposition du risque d'inondation en aléa et vulnérabilité (Raclot, 2003)....</i>	2
<i>Figure I.2 : Les inondations par submersion</i>	6
<i>Figure I.3 : Inondations par ruissellement.....</i>	7
<i>Figure I.4 : Inondations des rivières</i>	7
<i>Figure I.5 : Rupture d'une digue.....</i>	8

Chapitre II

<i>Figure II.1 : Localisation de la commune de Bouinane (DRE Blida).....</i>	13
<i>Figure II.2 : Délimitation de la zone d'étude</i>	14
<i>Figure II.3 : Le réseau hydrographique de la nouvelle ville de Bouinane</i>	15
<i>Figure II.4 : Variation des températures mensuelles (1980-2010).....</i>	16
<i>Figure II.5 : Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2016).....</i>	18
<i>Figure II.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....</i>	19
<i>Figure II.7 : Carte géologique du bassin de la Mitidja et ses environs (Guemache et al.,2010)</i>	20

Chapitre III

<i>Figure III.1 : Délimitation du bassin versant de l'Oued Safsaf sur la carte d'état-major de Blida</i>	22
<i>Figure III.2: Carte hypsométrique du bassin versant de l'Oued Safsaf.....</i>	26
<i>Figure III.3 : Courbe hypsométrique de l'Oued Safsaf.....</i>	27
<i>Figure III.4 : Carte des pentes.....</i>	29
<i>Figure III.5 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Safsaf.....</i>	34
<i>Figure III.6 : Répartition des P.j.max pour la station (021234).....</i>	41
<i>Figure III.7 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....</i>	44
<i>Figure III.8 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....</i>	45
<i>Figure III.9 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV.....</i>	46
<i>Figure III.10 : Comparaison graphique entre les trois lois.....</i>	47
<i>Figure III.11 : courbes Intensité-Durée-Fréquence</i>	50
<i>Figure III.12 : courbes Pluies-Durée-Fréquence</i>	50
<i>Figure III.13 : Limites géographiques des trois zones identifiées pour le calcul de débit maximum par Meddi et al., (2017).....</i>	54

Figure III.14 : Carte d'occupation du sol du bassin versant Oued Safsaf.....	60
Figure III.15 : Hydrogrammes de crue pour chaque période de retour pour le bassin versant Oued Safsaf	63

Chapitre VI

Figure IV.1 : Logiciel HEC-RAS 6.5 de Hydrologic Engineering Center.....	68
Figure IV.2 : Création des profils en travers sur AutoCAD Civil 3D.....	70
Figure IV.3 : Importation des données géométriques sur HEC-RAS.....	70
Figure IV.4 : Introduction des débits de différentes périodes de retour.....	72
Figure IV.5 : Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale	73
Figure IV.6 : Courbe de tarage.....	73
Figure IV.7 : Sections en travers.....	74
Figure IV.8 : Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance.....	75
Figure IV.9 : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.....	77
Figure IV.10 : Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans.....	78
Figure IV.11 : Carte de l'aléa pour la crue centennale.....	80

Chapitre V

Figure V.1 : Caractéristiques géométriques de différentes sections ouvertes (Graf, 2000) ..	84
Figure V.2 : Interface d'utilisateur de FlowMaster	89
Figure V.3 : Les dimensions du canal trapézoïdale en enrochement du tronçon A1 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master).....	90
Figure V.4 : Profils en travers d'un canal trapézoïdal en enrochement pour une crue centennale pour le tronçon A1 de l'Oued Safsaf.....	91
Figure V.5 : Les dimensions de la canalisation en dalots du tronçon B de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master).....	92
Figure V.6 : Section en travers du dalot composant la canalisation	92
Figure V.7 : Schéma descriptif en 3D de la canalisation en dalots, (source : Logiciel Civil3D)	93
Figure V.8 : Les dimensions du canal trapézoïdale en enrochement du tronçon C1 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master).....	97
Figure V.9 : Profils en travers d'un canal trapézoïdal en enrochement pour une crue centennale pour le tronçon C1 de l'Oued Safsaf.....	98
Figure V.10 : Coupe en travers d'un canal en gabion.....	103
Figure V.11 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du tronçon B1 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master).....	105

Figure V.12 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du tronçon B2 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master).....	106
Figure V.13 : Profils en travers d'un canal mixte en gabion et en béton armé pour une crue centennale pour l'Oued Safsaf.....	108
Figure V.14 : Schéma des efforts agissant sur un canal trapézoïdal.....	116
Figure V.15 : Schéma descriptif de la section trapézoïdal du canal.....	116
Figure V.16 : Schéma représentatif de la section de transition	116
Figure V.17 : Carte de profondeur d'eau après aménagement pour $T = 100$ ans.....	117
Figure V.18 : Vue 3D de l'ouvrage de traversée de la route nationale N29, (Source : Logiciel Civil3D).....	119
Figure V.19 : Vue 3D de l'ouvrage de traversée de la route nationale N29, (Source : Logiciel Civil3D).....	119

Chapitre VI

Figure VI.1 : Structure organisationnelle des personnes du chantier (Ghomari, 2013).....	123
Figure VI.2 : Réseau de planification des tâches avec la méthode CPM	134
Figure VI.3 : Diagramme de Gantt	135

Liste des planches

Planche n°1 : Plan de masse et zone inondable

Planche n°2 : Profils en long des tronçons aménagés

Planche n°3 : Plan d'aménagement

Planche n°4 : Organisation des travaux

Liste des abréviations

1D	Unidimensionnel
3D	Tridimensionnel
ANRH	Agence nationale des ressources hydraulique
BV	Bassin versant
Ca	Coefficient d'allongement
CN	Curve number
Cp	Coefficient de pointe
DA	Dinars Algérien
DEM	Digital elevation model
Ds	Transport solide en (t/km ² /an)
Fr	Nombre de Froude
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center's hydrologic modeling system
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's river analysis System
i	Pente hydraulique
Ig	Indice de pente globale
Kg	Indice de Gravelius
MNT	Modèle numérique du terrain
n	Coefficient de rugosité de Manning
ONM	Office nationale météorologique
O.R.S.T.O.M	Office de la recherche scientifique et technique outre-mer
P	Perimeter (km)
P.j.max	Pluie maximale journalière (mm)
PPRI	Plan de prévention du risque d'inondation
Qmax	Débit maximal de la crue (m ³ /s)
Qmoy	Débit moyen de la crue (m ³ /s)
Rh	Rayon hydraulique
SIG	Système d'information géographique
SCS	Soil conservation service
Sm	Surface mouillée (m ²)
Tc	Temps de concentration (h)
Tr	Temps de réalisation (jours)
Vr	Vitesse de ruissellement

Outils de travail

ArcGis pro

ArcGIS Pro est un logiciel de Système d'Information Géographique (SIG) développé par Esri. C'est une application bureautique moderne et puissante dédiée à l'analyse spatiale, au traitement de données géographiques et à la création de cartes. Ce logiciel se distingue par son interface intuitive, ses capacités de traitement multi-cœurs, et son intégration étroite avec la plateforme ArcGIS, permettant le partage et la collaboration en ligne.

Hyfran plus

HYFRAN-PLUS (HYdrological FREquency ANalysis) est un logiciel spécialisé dans l'analyse fréquentielle des événements hydrologiques extrêmes. Développé par l'INRS-ETE (Institut National de la Recherche Scientifique - Eau Terre Environnement) au Québec, ce logiciel offre des fonctionnalités avancées pour l'analyse statistique des séries hydrologiques (débits, précipitations, etc.), l'ajustement et la comparaison de différentes lois de probabilité, l'estimation des quantiles de crue pour différentes périodes de retour et la réalisation de tests statistiques pour valider les hypothèses de base.

Hec-Ras

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel de modélisation hydraulique développé par l'US Army Corps of Engineers. Il permet de simuler les écoulements en régime permanent et non permanent dans les réseaux de canaux naturels ou artificiels. Largement utilisé pour l'analyse des inondations, le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques et la gestion des cours d'eau, HEC-RAS offre des capacités de modélisation 1D et 2D, ainsi que des outils pour le transport de sédiments et la qualité de l'eau.

AutoCad

AutoCAD est un logiciel de Conception Assistée par Ordinateur (CAO) développé par Autodesk, largement utilisé pour réaliser des dessins techniques précis en 2D et 3D. Il propose une gamme d'outils puissants pour la modélisation, le dessin et la documentation, facilitant ainsi toutes les phases du processus de conception.

FlowMaster

FlowMaster est un logiciel de modélisation hydraulique pour simuler l'écoulement des fluides dans les canalisations. Il calcule débits, pressions et pertes de charge en utilisant des équations hydrauliques complexes. Cet outil est crucial pour la conception et l'optimisation des systèmes d'eau, d'assainissement et de drainage, offrant une interface graphique pour visualiser les résultats.

Gantt Project

Gantt Project est un logiciel gratuit et open-source de gestion de projet. Il permet de créer des diagrammes de Gantt, des calendriers, et de gérer les ressources et les tâches. Cet outil offre une interface intuitive pour planifier et suivre l'avancement des projets.

Introduction générale

Les régions méditerranéennes, dont l'Algérie fait partie, sont particulièrement vulnérables aux inondations en raison de leurs caractéristiques climatiques et géomorphologiques spécifiques. Selon **Talia et Amara (2009)**, les précipitations intenses et de courte durée, typiques du climat méditerranéen, combinées à la topographie accidentée et à l'imperméabilisation croissante des sols, augmentent considérablement le risque de crues éclair. En Algérie, **Benabbas et al. (2016)** ont mis en évidence que les changements d'occupation des sols, notamment l'urbanisation rapide et la déforestation, ont exacerbé la vulnérabilité aux inondations dans de nombreuses régions du pays. Une étude menée par **Hamdaoui et al. (2020)** sur le bassin versant de l'Oued El Harrach, près d'Alger, a démontré que l'urbanisation incontrôlée dans les zones inondables a multiplié par trois le risque d'inondation en seulement deux décennies. Par ailleurs, **Sardou et al. (2016)** ont souligné l'importance d'une approche intégrée dans la gestion des risques d'inondation en Algérie, combinant des mesures structurelles (comme l'aménagement des oueds) et non structurelles (telles que l'amélioration des systèmes d'alerte précoce et la sensibilisation des populations).

L'aménagement des cours d'eau en zones urbaines et périurbaines est un défi majeur dans le domaine de l'hydraulique et de la gestion des risques naturels. Le cas de l'oued Safsaf et de la nouvelle ville de Bouinane illustre parfaitement cette problématique, où l'urbanisation croissante se heurte aux aléas hydrologiques. L'Oued Safsaf, d'une longueur de **5.82 km**, traverse la nouvelle ville de Bouinane, qui connaît une croissance démographique rapide avec une population passant de **31 218** à **217 845** habitants entre **2008** et **2023**.

Notre étude s'inscrit dans un contexte où les changements climatiques et l'expansion urbaine accentuent les risques d'inondation. L'oued Safsaf, comme de nombreux cours d'eau en région méditerranéenne, est sujet à des crues soudaines et violentes, menaçant les infrastructures et la sécurité des habitants de la ville de Bouinane.

L'objectif principal de notre travail est de proposer des solutions d'aménagement hydraulique adaptées pour réduire le risque d'inondation tout en préservant l'équilibre écologique du cours d'eau. Cette démarche implique une analyse approfondie des caractéristiques hydrologiques et géomorphologiques de l'oued Safsaf, ainsi qu'une évaluation des enjeux socio-économiques de la zone urbaine de Bouinane.

Comment évaluer la probabilité d'une inondation lors d'un événement pluvial futur ? Quelles actions doivent être prises pour réduire ou éliminer ce risque ?

Ce mémoire vise à répondre à ces questions cruciales à travers une étude approfondie. Notre approche repose sur :

1. Caractériser précisément la zone d'étude.
2. Analyser les caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant.
3. Modéliser les écoulements hydrauliques pour différentes périodes de retour.
4. Proposer et évaluer diverses variantes d'aménagement.
5. Élaborer un plan de gestion et d'organisation du chantier.

En proposant une méthodologie complète d'analyse et d'aménagement, cette étude vise non seulement à résoudre les problèmes spécifiques de l'Oued Safsaf et de la nouvelle ville de Bouinane, mais aussi à fournir un cadre applicable à d'autres situations similaires en Algérie et dans la région méditerranéenne.

CHAPITRE I

Concepts clés et historique des inondations

I CHAPITRE 1

CONCEPTS CLES ET HISTORIQUE DES INONDATIONS

Introduction

Les inondations sont les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. C'est à ce titre nous intéressons, dans le cadre de cette étude, à traiter certains concepts liés aux risques d'inondations (vulnérabilité, aléa, inondation ... etc.), en plus du cadre législatif traitant de ces dangers naturels et de ces risques nous donnons un aperçu historique des inondations enregistrées cette dernière décennie, à l'échelon national.

Dans le domaine de la lutte contre les inondations, il faut admettre deux principes :

1. Le risque zéro n'existe pas.
2. On ne lutte pas contre les inondations sans inonder.

La connaissance du risque est indispensable pour l'élaboration de toute protection.

I.1 Connaissance des composants du risque d'inondation

I.1.1 Risque

Le risque est une mesure de la probabilité et de la sévérité d'un effet défavorable pour la santé, pour les biens ou pour l'environnement.

La notion du risque d'inondation est une notion complexe faisant intervenir deux paramètres essentiels, la probabilité d'une inondation (l'aléa) et les conséquences potentielles découlant (la vulnérabilité).

I.1.2 Aléa

L'aléa est défini comme la probabilité d'occurrence d'un phénomène naturel, dans notre cas l'inondation. Il se caractérise par plusieurs paramètres hydrauliques qui expliquent la capacité plus ou moins destructrice de l'inondation, donc il résulte de la combinaison de différents facteurs :

- Débit du cours d'eau ;
- Vitesse d'écoulement ;
- Surface inondable ; Hauteur et la durée de submersion ;
- Période de retour (**INERIS, 2003**).

I.1.3 Vulnérabilité

La vulnérabilité se définit comme une évaluation de l'occupation humaine et économique d'un site, susceptible d'être affectée par l'aléa. La vulnérabilité désigne le niveau de perte ou de dommage prévisible, résultant d'un phénomène naturel de magnitude donnée, sur les enjeux (PPR, 1997 ; UNDRO, 1980). Les enjeux cités ici sont les personnes, les biens, activités, moyen et patrimoine. En général, il y'a deux termes décrivant la vulnérabilité. Il s'agit vulnérabilité directe et indirecte.

— **Vulnérabilité directe** : représente les choses physiques (matérielles, biens). Elle est utilisée pour définir la probabilité que les biens subissent des conséquences liées au contact immédiat avec le phénomène dangereux.

— **Vulnérabilité indirecte** : utilisée pour évaluer la probabilité que les actifs soient indirectement impactés par un risque ou entraînent d'autres conséquences (Eleutério, 2012).

Alors, pour analyser une situation de risque sur un territoire donné, il faut combiner les deux facteurs précédents que sont l'aléa et la vulnérabilité au droit de chaque parcelle.

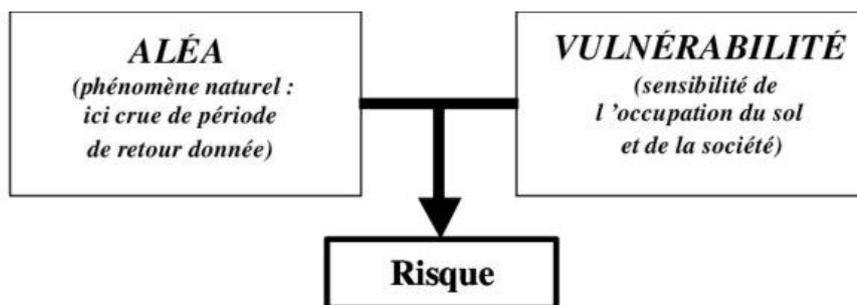


Figure I.1 : Décomposition du risque d'inondation en aléa et vulnérabilité (Raclot, 2003)

I.2 Evolution du risque d'inondation

Les pertes dues aux inondations augmentent avec les années, malgré les efforts consacrés à réduire le risque. Ils expliquent cet accroissement des dommages par les observations suivantes :

- Accroissement de la valeur des propriétés et de l'activité économique dans les plaines inondables :

Les zones inondables sont souvent attractives pour le développement économique (terres fertiles, accès à l'eau). Avec le temps, les infrastructures et les activités économiques dans ces zones prennent de la valeur. En cas d'inondation, les pertes potentielles sont donc plus importantes qu'auparavant ;

- Accroissement de la densité de population et de l'utilisation du territoire dans les plaines inondables ;

- Tendances de la population à surestimer le degré de protection offert par les ouvrages de contrôle des inondations :

Les barrages, digues et autres infrastructures donnent un faux sentiment de sécurité. Les gens peuvent sous-estimer le risque résiduel, ce qui les pousse à s'installer dans des zones potentiellement dangereuses ;

- Manque de données sur les débits et sur les dommages potentiels :

Les informations insuffisantes sur les débits historiques et les dommages potentiels compliquent la gestion du risque. Cela peut conduire à une sous-estimation des risques réels.

- Variabilité des caractéristiques hydrologiques des crues :

Les changements climatiques et environnementaux peuvent modifier les patterns de précipitations et d'écoulement. Cela rend plus difficile la prévision des crues basée sur les données historiques.

I.3 Gestion du risque d'inondation

L'Organisation internationale de normalisation (ISO) définit la gestion des risques comme un ensemble coordonné d'activités conçues pour guider et contrôler les risques d'une organisation ou l'application systématique de politiques, procédures et pratiques de gestion dans les tâches d'analyse, d'évaluation et de contrôle des risques. Elle peut être divisée en deux phases : l'analyse des risques (impliquant la définition des dangers, des problèmes et des vulnérabilités) et l'évaluation des risques, qui est la phase clé de la prévention, de l'identification, de l'analyse, de la classification des risques, de la synthèse et de la proposition de solutions aux facteurs. Par exemple, les aspects socio-économiques et environnementaux ; réduire/maîtriser les risques : prise de décision, mise en œuvre et suivi des risques.

I.4 Crue et inondation

Les concepts de crue et d'inondation, bien que liés, présentent des caractéristiques distinctes. La crue peut être comprise comme un phénomène hydrologique se manifestant par une élévation significative et temporaire du niveau d'eau dans un système aquatique, qu'il s'agisse d'un cours d'eau, d'un lac ou d'une nappe souterraine. Ce phénomène est généralement déclenché par des précipitations importantes ou la fonte des neiges, entraînant une augmentation notable du débit au-delà des valeurs habituelles (**Musy et Higy, 2004**).

L'inondation, quant à elle, se définit comme un événement durant lequel des terres habituellement sèches se retrouvent submergées par les eaux, que ce soit de manière naturelle ou due à l'action humaine. Ce phénomène résulte d'une interaction complexe entre divers facteurs environnementaux et anthropiques, tels que les précipitations intenses, la fonte rapide des neiges, la rupture de barrages naturels ou artificiels, ainsi que l'imperméabilisation des sols en milieu urbain (**Vinet, 2010**).

Il est important de noter que si toute inondation est la conséquence d'une crue, l'inverse n'est pas systématiquement vrai. Une inondation se produit spécifiquement lorsque le volume d'eau

généralisé par la crue excède la capacité d'écoulement du lit mineur du cours d'eau, provoquant ainsi un débordement dans le lit majeur. Cette distinction souligne la complexité des interactions entre les phénomènes hydrologiques et leurs impacts sur l'environnement terrestre (Gaume, 2002).

I.5 Causes et facteurs

Les inondations résultent d'une interaction complexe entre divers éléments naturels et anthropiques. La compréhension des multiples facteurs contribuant aux inondations est essentielle pour une gestion efficace des risques. On peut citer :

- Causes d'origine naturelle : elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges,...etc.
- Causes d'origine humaine directe : elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- Causes d'origine humaine indirecte : elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante (Merabet, 2006).

I.6 Paramètres d'évaluation d'une crue

▪ Débit

Le débit est un des paramètres caractéristiques d'une crue. C'est la quantité d'eau qui s'écoule en un point donné du cours d'eau. Il s'exprime en m^3/s .

Le débit d'un cours d'eau varie en fonction de la hauteur d'eau, de la surface transversale à une section donnée de ce cours d'eau et de la vitesse d'écoulement. Ainsi, l'augmentation de débit d'un cours d'eau entraîne celles de la vitesse d'écoulement d'eau et de la hauteur du plan d'eau au point considéré.

▪ Vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement est mesurée, en un point donné, pour une inondation, au paroxysme du phénomène. Le courant peut atteindre des vitesses telles qu'il peut entraîner des objets d'une certaine taille, voire des personnes. Il augmente également le risque d'érosion des berges. En mettant en pression dynamique les constructions, il peut les fragiliser, les endommager ou les détruire.

▪ **Hauteur de submersion :**

La hauteur de submersion est mesurée, pour une crue donnée, lors du maximum de cette crue. Elle est représentative des risques pour les personnes (noyades) et pour les biens, par endommagement direct (action de l'eau) ou indirect (par mise en pression statique).

La laisse d'inondation est la trace laissée par le niveau des eaux les plus hautes : les dégradations sont fonction de la durée, de la hauteur de submersion et de la vitesse d'écoulement.

▪ **Durée de submersion**

La durée de submersion représente la durée approximative pendant laquelle une surface donnée de terrain reste inondée. Cette durée peut varier de quelques heures à plusieurs mois.

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres autres que les quatre précédemment cités, exemple : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement,...etc (**Radojevic, 2002**).

I.7 Conséquences des inondations

Les conséquences engendrées par les inondations sont diverses et peuvent avoir un impact significatif sur les populations, l'économie, l'environnement et la santé. Voici un aperçu des conséquences des inondations basé sur les sources fournies :

Tableau I.1 : les conséquences des inondations

Type d'impact	Conséquences
Impact sociétal et économique	<ul style="list-style-type: none"> - Perturbation des services essentiels (eau, électricité, transport) - Pertes d'emploi et pénurie alimentaire - Dommages aux propriétés et infrastructures - Destruction des récoltes et perturbation des activités économiques - Diminution de la valeur immobilière
Impact sur la santé et l'environnement	<ul style="list-style-type: none"> - Augmentation des risques sanitaires (maladies transmissibles) - Décès et blessures - Destruction de la biodiversité et des habitats naturels - Perturbation des moyens de subsistance - Favorisation de la reproduction de vecteurs de maladies - Pollution des sources d'eau et contamination des sols

<p>Impact psychologique et social</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Stress post-traumatique et anxiété - Perturbation des liens sociaux et communautaires - Déplacement de populations et migration forcée - Augmentation des inégalités sociales - Perte du sentiment de sécurité - Impacts sur l'éducation (fermeture d'écoles, interruption de la scolarité)
----------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

I.8 Types d'inondations

Les inondations se manifestent sous diverses formes, chacune présentant des caractéristiques et des niveaux de risque spécifiques pour les populations, les infrastructures et l'environnement. Cette classification vise à décrire les principaux types d'inondations observés :

I.8.1 Inondations par submersion :

Ce phénomène se produit lorsque le niveau de la mer s'élève au-dessus de la normale, principalement en raison de conditions météorologiques extrêmes telles que les tempêtes. Les vagues générées peuvent alors submerger les zones côtières, entraînant :

- Une érosion accélérée du littoral ;
- Des dégâts importants aux infrastructures côtières ;
- Des risques pour les populations vivant dans les zones basses du littoral.

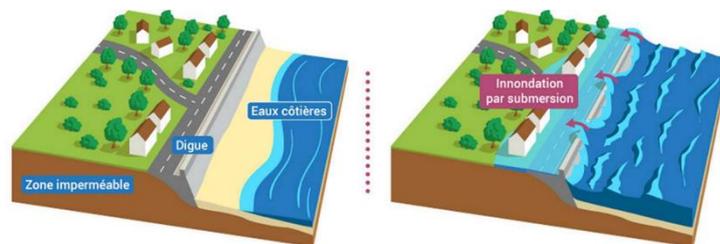


Figure I.2 : Les inondations par submersion

I.8.2 Inondations par ruissellement :

Ces inondations surviennent lorsque la capacité d'infiltration du sol est dépassée ou empêchée, provoquant un écoulement en surface qui peut être considérable. Les causes principales incluent :

- Des précipitations d'une intensité exceptionnelle
- Une accumulation importante de pluie sur plusieurs jours
- L'imperméabilisation des sols en zones urbaines

- La saturation des réseaux d'évacuation des eaux pluviales

Ce type d'inondation peut être particulièrement dangereux en milieu urbain, où les surfaces imperméables favorisent un écoulement rapide et potentiellement violent.

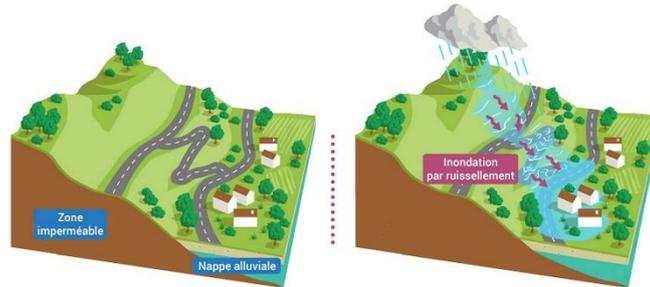


Figure I.3 : Inondations par ruissellement

I.8.3 Inondations des rivières :

Ces inondations se produisent lorsque le débit d'un cours d'eau excède la capacité de son lit mineur, entraînant un débordement dans le lit majeur. On distingue deux sous-catégories :

1. Inondations à cinétique rapide : Caractéristiques des cours d'eau à forte pente, elles se développent rapidement et peuvent être très destructrices.
2. Inondations à cinétique lente : Typiques des cours d'eau de plaine, elles se développent progressivement et peuvent durer plusieurs jours, voire semaines.

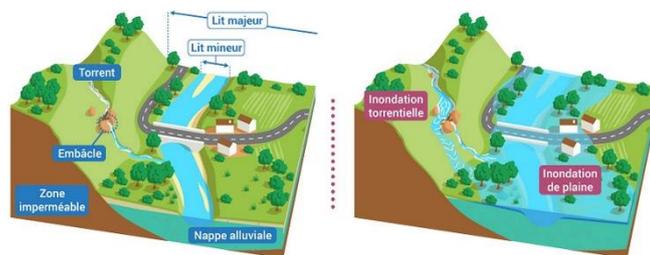


Figure I.4 : Inondations des rivières

I.8.4 Rupture d'ouvrages ou d'embâcles :

Ces inondations, souvent soudaines et dévastatrices, peuvent résulter de :

1. La rupture de digues : Provoquant l'intrusion brutale d'une masse d'eau importante dans la zone protégée, avec des vitesses pouvant atteindre 3 à 4 km/h, laissant peu de temps pour l'évacuation.
2. La formation et rupture d'embâcles : L'accumulation de débris (arbres, glace) peut former un barrage naturel. Sa rupture soudaine peut libérer une vague destructrice en aval.

Ces phénomènes présentent un risque particulièrement élevé du fait de leur caractère imprévisible et de la violence des écoulements qu'ils génèrent.

La compréhension de ces différents types d'inondations est cruciale pour l'élaboration de stratégies de prévention et de gestion des risques adaptées à chaque contexte géographique et hydrologique.

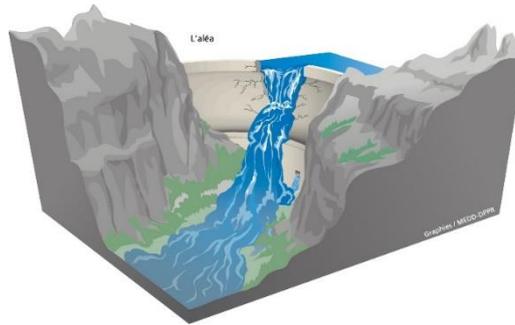


Figure I.5 : Rupture d'une digue

I.9 La problématique des inondations en Algérie :

Compte tenu de l'ampleur des dégâts matériels et immatériels occasionnés, le risque inondation en Algérie occupe la deuxième place dans le classement national des principaux risques, après les tremblements de terre et les risques géologiques (Nouri et al, 2016).

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets des crues, ces événements dramatiques engendrant souvent des bilans lourds de pertes de vies humaines et de dégâts matériels ne sont pas toujours liées à des situations météorologiques exceptionnelles et surviennent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluvieux saisonniers et n'ayant rien d'exceptionnel.

I.9.1 Les causes des inondations en Algérie :

Les inondations en Algérie résultent d'une combinaison complexe de facteurs naturels et anthropiques. Une compréhension approfondie de ces causes est essentielle pour développer des stratégies efficaces de prévention et de gestion des risques.

- ◆ Les conditions météorologiques extrêmes jouent un rôle prépondérant dans la survenance des inondations. Selon Meddi et al. (2009), l'Algérie connaît une augmentation de la fréquence des événements pluviométriques intenses, particulièrement dans les régions côtières et les hauts plateaux. Ces épisodes se caractérisent par des pluies torrentielles de courte durée et des orages violents, souvent associés à des systèmes convectifs de méso-échelle. Ces phénomènes météorologiques extrêmes peuvent rapidement saturer les sols et les systèmes de drainage, conduisant à des inondations soudaines et potentiellement dévastatrices.

- ◆ L'impact anthropique est un facteur aggravant majeur dans le risque d'inondation. Cherif et Boukhemis (2015) soulignent l'importance des activités humaines dans l'augmentation de la vulnérabilité aux inondations. L'urbanisation rapide et non maîtrisée, notamment dans les zones à risque, a conduit à l'imperméabilisation des sols et à la réduction des zones naturelles d'expansion des crues. De plus, la défaillance des réseaux d'assainissement

et de collecte des eaux pluviales, souvent sous-dimensionnés ou mal entretenus, amplifie le risque d'inondation en milieu urbain. L'obstruction des oueds par des déchets et des débris, résultant de pratiques de gestion des déchets inadéquates, réduit leur capacité d'écoulement et augmente le risque de débordement lors de fortes pluies.

◆ La topographie et la géomorphologie du territoire algérien jouent également un rôle crucial dans la dynamique des inondations. **Bouzig et al. (2012)** mettent en évidence l'influence de la topographie sur la vulnérabilité aux inondations. Les pentes abruptes, caractéristiques de nombreuses régions du pays, favorisent un ruissellement rapide qui peut rapidement submerger les zones en contrebas. Les zones de convergence hydrologique dans les bassins versants concentrent les écoulements, augmentant le risque d'inondation. De plus, de nombreuses plaines alluviales densément peuplées sont particulièrement exposées aux débordements des cours d'eau lors des crues.

◆ Les caractéristiques des bassins versants influencent significativement la nature et l'intensité des inondations. En Algérie, on distingue deux types de bassins particulièrement sensibles. Les petits bassins versants, étudiés par **Yahiaoui et al. (2017)**, sont sujets aux crues éclair. Leur temps de réponse court augmente considérablement le risque pour les populations, laissant peu de temps pour l'alerte et l'évacuation. Les grands bassins versants, quant à eux, sont susceptibles de générer des inondations résultant de précipitations prolongées sur de vastes zones. Ces inondations, caractérisées par leur longue durée et le volume important des écoulements, peuvent causer des dommages étendus aux infrastructures et aux activités économiques.

◆ Le transport solide est un facteur souvent sous-estimé mais crucial dans les processus d'inondation en Algérie. **Lahlah (2004)** a mis en évidence son importance, le notant comme présent dans 56% des cas d'inondations étudiés. Ce phénomène aggrave les dégâts en augmentant la densité et la force destructrice des écoulements. De plus, il contribue à la modification de la morphologie des cours d'eau, affectant leur capacité d'écoulement à long terme et modifiant les zones à risque.

I.9.2 Historique des inondations catastrophiques en Algérie (1927-2024)

L'Algérie a connu de nombreuses inondations dévastatrices au cours des dernières décennies. On présente dans ce qui suit par ordre chronologique, un bref aperçu des inondations survenues en Algérie au cours de ces cinquante dernières années.

Tableau I.2 : Recensement des inondations catastrophiques en Algérie (1970-2023), Le CRESTA,2004)

Date de l'événement	Zones touchées	Nombre de victimes
12 Octobre 1971	Azzazga (W Tizi Ouzou)	40 morts
28 au 31 Mars 1974	Alger et Tizi Ouzou	52 morts
01 Septembre 1980	EL Eulma (W.Sétif)	44 morts
22 Août 1983	Birrine (W.Djelfa)	10 morts
03 Février 1984	Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Khenchla et Oum El Bouaghi	23 morts
05 Juillet 1987	Batna	02 morts
01 Septembre 1989	Biskra	02 morts
21 Septembre 1989	Msila	01 mort
15 Octobre 1989	Ain Defla	01 mort
03 Juin 1991	Ghardaia	09 morts
26 - 27 Janvier 1992	Alger, Blida, Tipaza, Chlef, Ain Defla, Medea..	10 morts
20 Octobre 1993	Oued R'hiou (W. Relizane)	22 morts
23 Septembre 1994	Bordj Bou Arréridj, Msila, Djelfa, Medea, Bouira, Ain Defla et Tiaret	27 morts
29/09 au 02/10/1994	Ghardaia, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbés	21 morts
04 Avril 1996	Annaba et El Tarf	05 morts
14 Janvier 1999	Adrar	12 morts
28 Septembre 2000	Bou Saâda (W. M'Sila)	01 mort
14 Octobre 2000	Ain Temochent	04 morts
23 Octobre 2000	Naama	05 morts
24 Octobre 2000	Sidi Bel Abbes, Tissemsilt, Chlef et Ain Defla	01 mort
10 et 11 Novembre 2001	Bab El Oued (Alger)	800 morts
18 et 19 Avril 2007	Ghardaïa	29 morts
01 Octobre 2008	Ghardaïa	33 morts
01-02 Octobre 2011	El Bayadh	13 morts
29 Aout 2015	Khenchela (communes de Babar et Ouled Rechache).	01 disparu
14 septembre 2018	Tébessa	01 mort
12 septembre 2019	Alger, Guelma, Djelfa, Souk-Ahras, Bechar	09 morts
Mai 2021	Médéa	01 mort
20 Octobre 2022	Tiaret	04 morts
Mai 2023	Tipaza	02 morts
Septembre 2023	Tlemcen, El Bayadh	08 morts
Novembre 2023	Béjaia (Bordj Mira)	01 mort

I.9.3 La stratégie de l'Algérie pour lutter contre les inondations :

Face aux défis croissants posés par les inondations, l'Algérie a développé une approche multidimensionnelle visant à prévenir, gérer et atténuer les risques liés à ce phénomène naturel. Cette stratégie s'articule autour de plusieurs axes complémentaires, reflétant une prise de conscience de la complexité du problème et de la nécessité d'une action coordonnée à tous les niveaux.

○ **Engagement institutionnel**

Le Ministère des Ressources en Eau joue un rôle central dans cette stratégie. Il s'est engagé dans une démarche proactive comprenant :

1. L'élaboration d'études approfondies pour identifier les agglomérations les plus exposées aux risques d'inondation.
2. La mise en œuvre de mesures concrètes de protection, intégrées dans divers programmes de développement.
3. L'adoption d'une approche à long terme, incarnée par le Plan National de l'Eau, qui définit la politique de gestion et de préservation des ressources hydriques.

○ **Cadre réglementaire :**

La loi N° 04-20 du 13 Dhou El Kaada 1425 (25 décembre 2004), relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans une optique de développement durable, a établi dix risques majeurs, dont celui des risques climatiques, subdivisé en six autres risques.

○ **Mesures structurelles ou protections physiques :**

Les digues longitudinales, les barrages déversoirs, les bassins de rétention ainsi que l'aménagement et le recalibrage des oueds constituent des mesures physiques de protection contre les inondations.

○ **Mesures opérationnelles :**

Un dispositif d'intervention est activé à chaque émission d'un Bulletin Météo Spécial. Ce dispositif mobilise les équipes d'exploitation des entités ONA, SEAAL, SEOR et SEACO sur les points identifiés comme inondables.

○ **Mesures préventives :**

Ces mesures comprennent le développement et la mise en place d'outils de prévention et d'alerte (tels que les systèmes pilotes pour Oued El Harrach et Oued Mekerra), ainsi que la modernisation des stations hydrométriques de l'ANRH et des PPRI pilotes.

Puisque le risque zéro n'existe pas, il est crucial d'adopter une approche anticipative face aux inondations. C'est dans cette optique que, dans le cadre de l'expansion du Plan National de l'Eau, qui établit la politique à long terme de gestion et de préservation des ressources hydriques, le secteur des ressources en eau s'est engagé à développer une stratégie nationale de gestion des risques d'inondation. Cette stratégie a pour objectif de déterminer les mesures structurelles et

non structurelles nécessaires, à moyen et long terme, pour atténuer les impacts négatifs de ce phénomène, notamment en ce qui concerne la préservation des vies humaines.

I.10 Les inondations dans la zone d'étude :

Notre zone d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique un peu dense qui s'étend au milieu des terres agricoles. Si cette caractéristique favorise l'irrigation des cultures, elle pose néanmoins un problème majeur d'inondations récurrentes, impactant lourdement les agriculteurs et les habitants de la région de Bouinane, particulièrement lors de fortes précipitations.

Conclusion

Les inondations, en tant qu'événements climatiques extrêmes, ont des conséquences dévastatrices sur tous les aspects de la société, qu'il s'agisse des pertes humaines, sociales, économiques ou environnementales. Il est important de noter que l'impact et la gestion de ces inondations varient considérablement en fonction des conditions locales et des caractéristiques spécifiques de chaque pays, région, communauté et groupe de population. Par conséquent, il n'existe pas de solution unique pour la protection contre les inondations. Chaque zone inondable présente un ensemble unique de défis à relever, nécessitant une approche adaptée et des mesures de sécurité adéquates. Cela souligne l'importance d'une réflexion approfondie et d'une planification soignée dans la gestion du risque d'inondation.

CHAPITRE II

Présentation de la zone d'étude

II CHAPITRE 2

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Pour tout projet en hydraulique, la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique et hydraulique afin de bien déterminer les facteurs influant sur la conception du projet.

II.1 Situation géographique de la commune de Bouinane

La commune de Bouinane est située au centre de la wilaya de Blida, à environ 16 km au Nord-Est de Blida et à environ 34 km au Sud d'Alger et à environ 45 km au Nord-Est de Médéa.

Elle est localisée entre 36° 31' 54" Nord, 2° 59' 31" Est, dotée d'une superficie de 73,20 km².

- Au nord : la commune de Chebli et Boufarik
- À l'est : la commune de Bougara
- À l'ouest : Soumâa
- Au sud : la commune de Hammam Melouane et Chréa.

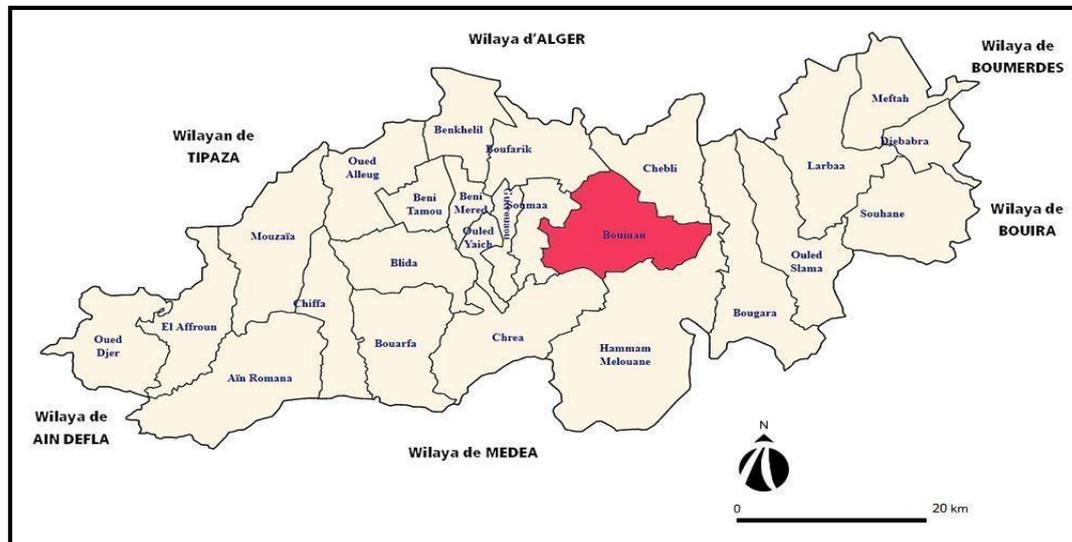


Figure II.1 : Localisation de la commune de Bouinane (DRE Blida)

II.2 Délimitation de la zone d'étude :

Le programme projeté pour la ville nouvelle de Bouinane comprend une population future estimée à 150 000 habitants, avec 36 000 logements prévus et 204 équipements publics en développement. Il comprend également cinq principaux pôles d'investissement répartis sur une superficie totale de 84 hectares, couvrant les domaines de la détente et des loisirs, des affaires et commerces, de l'industrie de pointe, de la santé et du multimédia. En plus de la création de nouvelles zones, le projet comprend également la mise à niveau de quatre agglomérations existantes, à savoir Amroussa, Bouinane, Hessainia et Mellaha, sur une superficie de 500 hectares.

Notre zone d'étude comporte Hassainia et le quartier E d'AADL sur une superficie d'environ 1000 hectares.

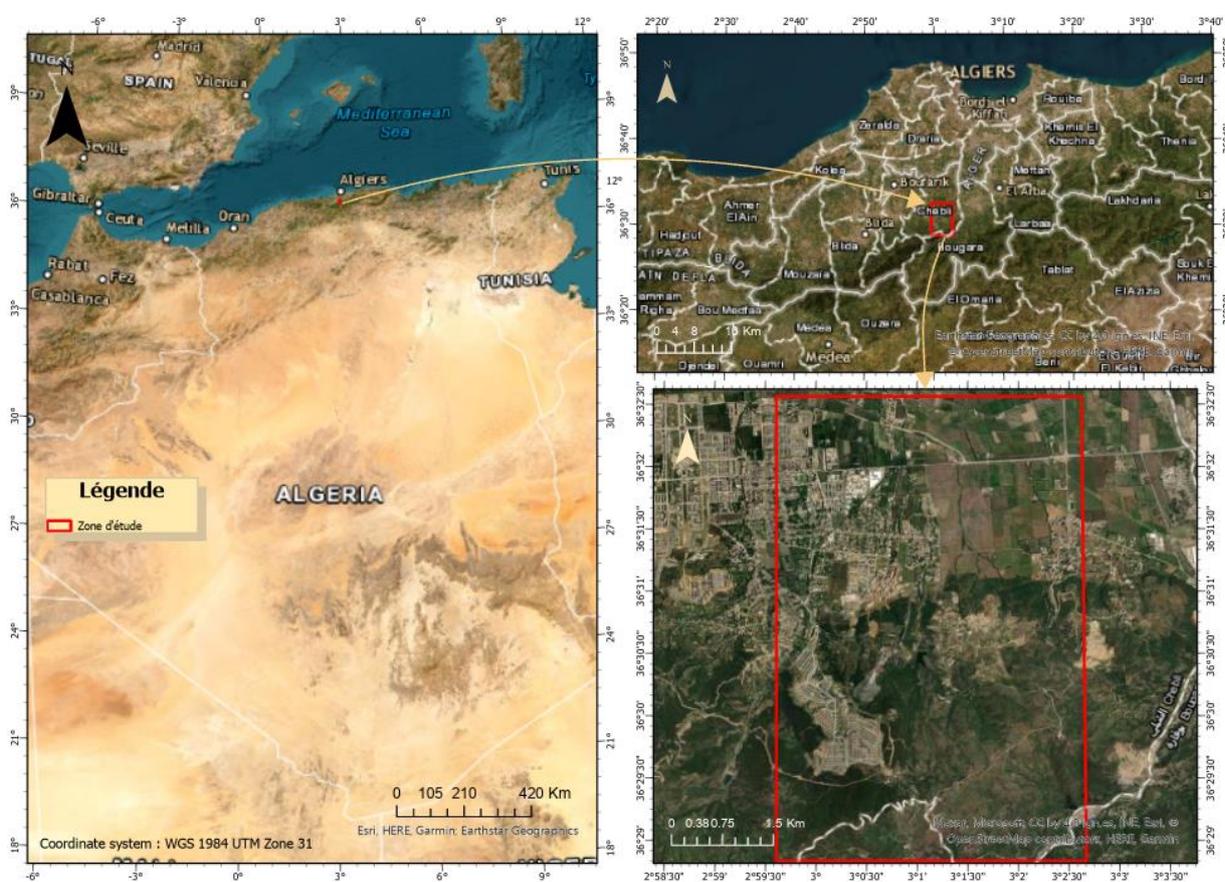


Figure II.2 : Délimitation de la zone d'étude

II.3 Situation hydrographique

Les cours d'eau prennent leurs origines au niveau de la chaîne de l'Atlas au Sud du site et coulent en direction de la plaine de la Mitidja au Nord. Cinq cours d'eau traversent le site de la ville nouvelle de Bouinane : Oued Safsaf, Oued El Had, Oued Amroussa, Oued Klab et Oued Bouziri. Tous les oueds sont à sec presque tout au long de l'année, à l'exception de la période des pluies hivernales.

Bien que ces cours d'eau aient joué un rôle vital dans l'équilibre écologique de la région, ils présentent également un danger potentiel en ce qui concerne les inondations. Lors de fortes pluies ou de conditions météorologiques extrêmes, ces oueds peuvent rapidement déborder de leurs rives, mettant en péril la sécurité et les biens des habitants de la ville. Les risques d'inondations augmentent en raison de l'urbanisation croissante et du développement de la ville, qui peuvent altérer le flux naturel des oueds et aggraver les problèmes de drainage.

Nous allons s'intéresser sur l'étude de l'Oued Safsaf et son aménagement.



Figure II.3 : Le réseau hydrographique de la nouvelle ville de Bouinane

II.4 Situation climatologique :

II.4.1 Climat :

La quantification des composantes du climat demeure toujours une étape indispensable dans toute étude que ce soit hydrologique ou en relation avec toute opération d'évaluation des potentialités d'une région donnée. En effet, les facteurs climatiques sont responsables de toute action érosive ; notamment les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilités, ainsi que le rôle de l'humidité de l'air et l'évaporation.

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisées par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

La commune de BOUINANE, par sa situation géographique, jouit d'un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales, le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mars.

II.4.2 Température :

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Les observations des températures de la Mitidja orientale durant la période 1980- 2010, effectuées à la station de Dar El Beida par l'office national de la météorologie, sont les plus complètes et les plus régulières. (**Tableau II.1**)

Tableau II.1 : Répartition mensuelle de la température (1980-2010)

T(C°)	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aou	Annuel
Min	17.6	14.2	10	6.9	5.6	5.1	7.1	9.4	13	16.5	19	20.1	12.04
Moy	23.57	20.12	15.44	12.5	11.13	11.65	13.25	15.05	18.33	22.25	25.2	26.11	17.88
Max	29.54	26.04	20.88	18.1	16.66	18.2	19.4	20.7	23.66	28	31.4	32.12	23.72

Source : ANRH Blida

Selon le tableau au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Avril ; les mois les plus froids sont Janvier et Février où la température moyenne mensuelle est de 5.1 °C.
- Une période chaude qui s'étale de Mai à Octobre ; les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle dépasse 32 °C.

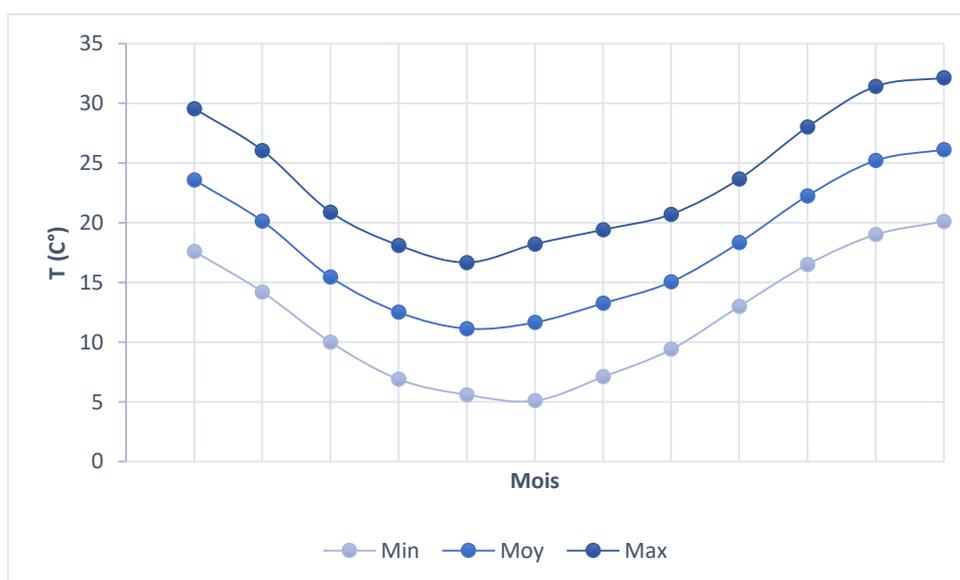


Figure II.4 : Variation des températures mensuelles (1980-2010)

II.4.3 Humidité :

Concernant la ville de Bouinane, et selon l'ANRH de Blida, l'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80%. C'est un taux considérable.

II.4.4 Vent :

L'étude des vents est indispensable pour la réalisation des ouvrages d'art et dans le domaine de l'irrigation. Il contient de connaître leur répartition mensuelle quant à leur vitesse et leur fréquence sans pour autant négliger leur direction (**Touaibia, 2004**). Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction Ouest - Nord-Ouest dans la période allant du mois d'octobre au mois de Mai, et d'Est-Sud Est de Juin à septembre avec une vitesse de 3,6 km/h.

II.4.5 Pluviométrie :

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient sous forme liquide (**Touaibia, 2004**).

Selon les données de la station de Soumaa récupérées de l'ANRH-blida. On note que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles.

Le tableau suivant (**Tableau II.2**) présente la répartition des pluies mensuelles interannuelles de la station pluviométrique Soumaa 021234.

Tableau II.2: Répartition moyennes mensuelles des précipitations (1990-2016)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aou	Total
P (mm)	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7	672.4
P (%)	4.49	8.80	13.91	13.36	16.46	12.51	10.26	9.80	8.06	0.95	0.25	1.15	100

Source : ANRH Blida

Interprétation :

- Une période humide qui s'étend sur 9 mois (de septembre à mai) ;
- Une période sèche durant les mois de juin, juillet et août.

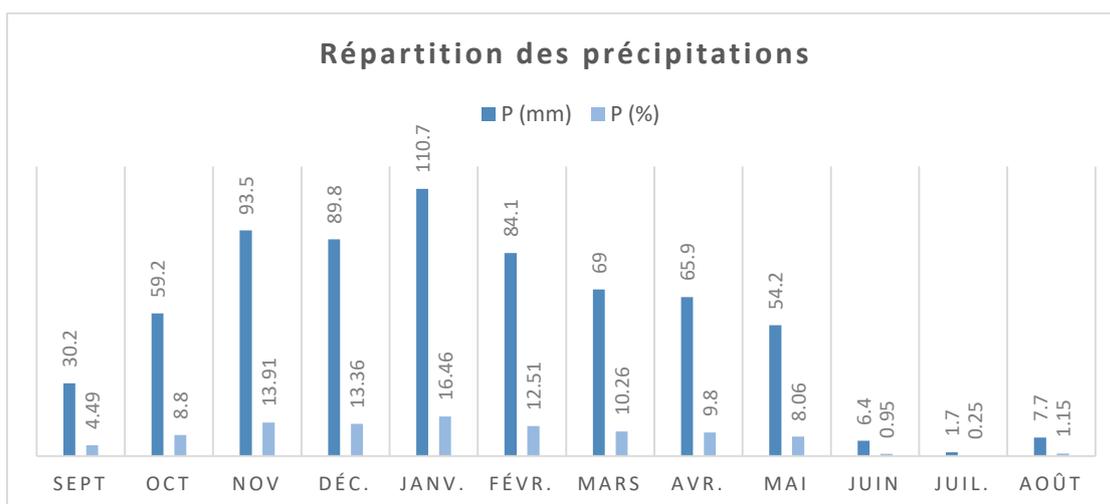


Figure II.5 : Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)

Il est à signaler que la sécheresse qui sévit depuis une décennie à l'échelle de tout le pays a eu des influences négatives en Mitidja où l'on a relevé une nette chute des précipitations annuelles ces dernières années.

II.4.6 Evaporation :

L'évaporation est une des composantes fondamentales du cycle hydrologique, son étude est essentielle afin d'établir un bilan hydro climatique d'un bassin versant.

La répartition mensuelle de l'évaporation (**Tableau II.3**) montre une variation irrégulière d'un mois à un autre.

Tableau II.3 : La répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aou	Annuel
Min (mm)	48.41	23.2	38.8	28.4	26.4	30.8	31.1	70.8	75.5	56.6	40	153.6	642.61
Moy (mm)	102.5	107.8	107.2	104.2	98.35	105.4	108.8	116.8	142.2	167	160.7	193.5	1620.7
Max (mm)	156.6	192.3	195.5	180	170.3	180	186.4	162.7	208.9	277.4	281.4	300.6	2598.7

Source : ANRH Blida

Interprétation :

- **Mois avec la plus forte évaporation :** sont les mois d'été ; juin, juillet et août, avec des valeurs proches de 200 mm, et des valeurs maximales pouvant dépasser 300 mm.
- **Mois avec la plus faible évaporation :** sont les mois d'hiver ; décembre et janvier, avec des valeurs moyennes proches de 100 mm, et des valeurs minimales pouvant descendre en dessous de 30 mm.

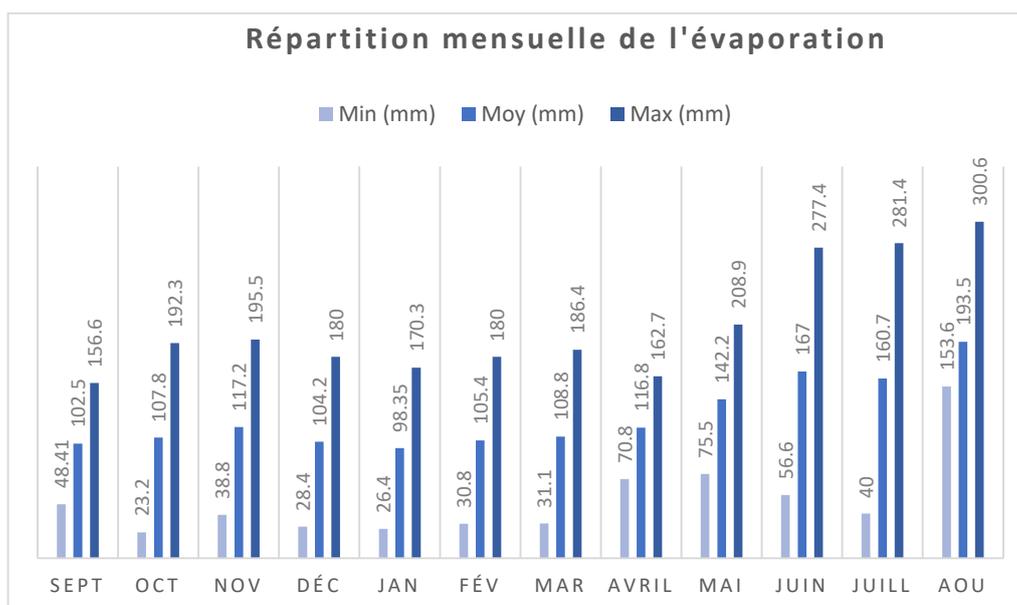


Figure II.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation

II.5 Géologie et sismicité :

II.5.1 La géologie :

Les formations géologiques supérieures et inférieures du sol jouent un rôle crucial dans le processus d'écoulement. Elles constituent la zone d'échanges entre la surface du sol et le débit à l'exutoire d'un bassin versant.

En effet, la lithologie influence fortement des processus tels que le ruissellement, l'infiltration, l'érosion et le transport des sédiments. Les matériaux géologiques se classent en formations meubles (comme les sables, argiles et marnes) ou consolidées (grès, calcaires, dolomies, etc.). La nature des affleurements a un impact direct sur l'hydrologie de surface ainsi que sur le type de dépôts alluvionnaires formés.

Le secteur d'étude est situé de point de vue géologique à la dépression de la Mitidja où les alluvions quaternaires recouvrent les terrains Pliocène.

La succession lithologique au niveau du secteur d'étude est représentée par les formations suivantes :

a) Le Plaisancien : à la base, représenté principalement par une série épaisse et uniforme de marnes argileuses de couleur grise et bleue, devenant jaune ocre lorsque la roche est altérée.

b) L'Astien : au sommet, composé principalement d'un grès molassique, sableux, jaune ou gris cendré, à patine jaunâtre (altération), très riche en fossiles, en particulier des lamellibranches (Cardium, Venus, etc.). Le faciès peut localement devenir calcaro-gréseux, gréseux ou franchement sableux.

c) **Le Quaternaire** : inclut les alluvions récentes, formées de dépôts fluviaux (sables, graviers, argiles, limons), constituent l'essentiel des sédiments qui remplissent la dépression de la Mitidja.

II.5.2 Sismicité :

La commune de Bouinane est connue pour son activité sismique importante. Le bassin de la Mitidja, où se trouve Bouinane, est bordé par deux principaux systèmes de failles qui génèrent cette activité. L'une de ces failles, la faille post-astienne de Bouinane-Soumâa. Cette faille, orientée NE-SO et plongeant de 50° à 60° vers le sud-est, est inverse à vergence nord-ouest. Les études microtectoniques montrent que la faille a déformé les niveaux gréseux astiens, indiquant une tectonique post-astienne (Guemache et al., 2010).

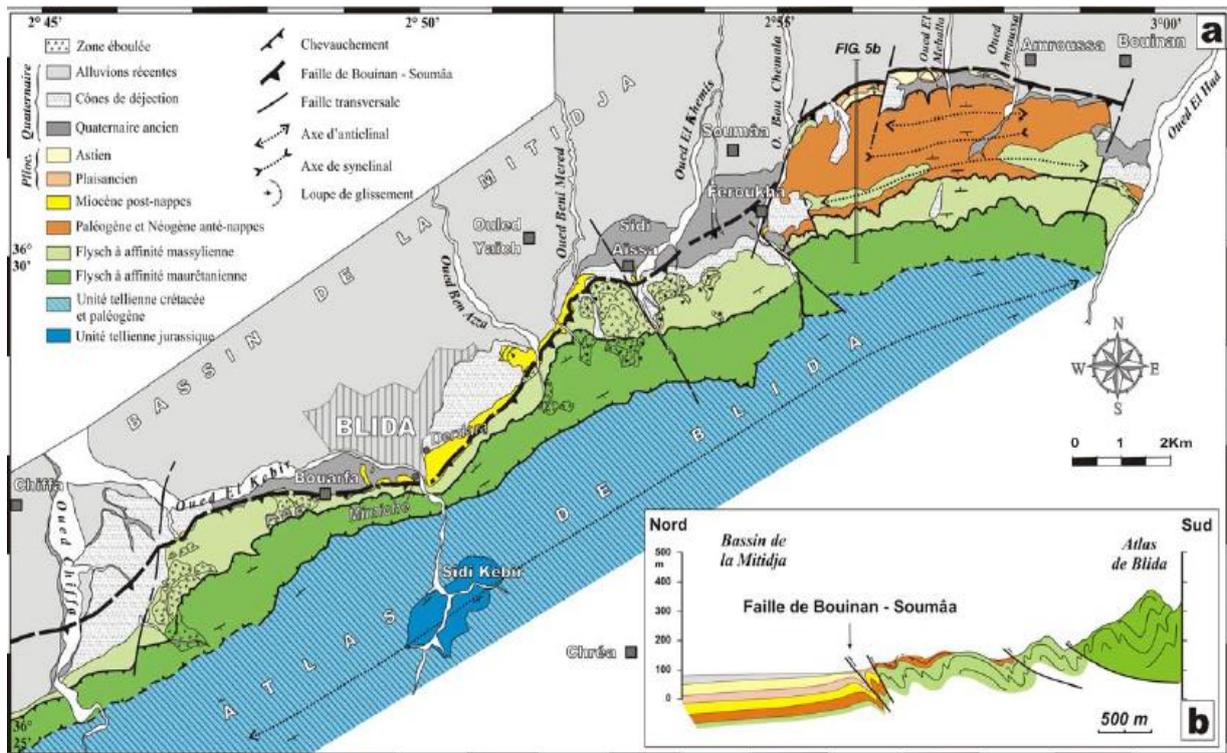


Figure II.7 : Carte géologique du bassin de la Mitidja et ses environs (Guemache et al., 2010)

Conclusion

Ce chapitre a présenté une analyse détaillée de la zone d'étude de Bouinane, en s'attardant sur sa situation géographique, ses aspects hydrographiques et climatologiques, ainsi que ses caractéristiques géologiques et sismiques.

L'analyse de ces éléments clés fournit une base solide pour les investigations ultérieures qui seront menées dans le cadre de ce mémoire.

En résumé, notre zone d'étude se distingue par ses particularités géographiques, hydrologiques, climatiques et géologiques, qui façonnent son environnement et influencent son développement.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

III CHAPITRE 3

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui englobe l'étude des cycles hydrologiques des sols, incluant les processus tels que les précipitations, l'infiltration, le stockage, le ruissellement, le drainage, l'évaporation et la transpiration. L'hydrologue joue un rôle essentiel dans la compréhension et la gestion des ressources en eau, ainsi que dans leur préservation à long terme, en lien avec les bassins versants et les écosystèmes environnants. Donc, l'étude hydrologique est la première étape qui permet d'aboutir à une étude de protection contre les inondations.

Ce chapitre vise à déterminer les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après la délimitation du bassin versant de l'Oued Safsaf, de la ville de Bouinane, et établir ces caractéristiques en utilisant le logiciel Arcgis Pro. Il s'agit ensuite d'estimer les débits de crue pour les différentes périodes de retour qui seront nécessaires pour la conception de l'aménagement de l'oued contre les inondations.

III.1 Bassin versant

Un bassin versant est une zone géographique délimitée par des lignes de partage des eaux. Ces lignes, souvent constituées de reliefs montagneux, déterminent la direction d'écoulement des eaux pluviales, des eaux de fonte des neiges et des eaux souterraines. Ces eaux convergent vers un exutoire commun, tel qu'un cours d'eau, un lac, un fleuve ou un océan. Chaque bassin versant est composé d'un réseau hydrographique, comprenant un cours d'eau principal et ses affluents.

III.1.1 Caractéristiques géographiques

Les coordonnées géographiques en coordonnées Lambert de l'exutoire sont les suivantes :

- Longitude : $X = 501.430$ Km ;
- Latitude : $Y = 4\,043.0$ Km ;
- Altitude : $Z = 90$ m.

III.1.2 Caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'une région, et plus précisément d'un bassin versant, qui est l'unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent un rôle crucial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique. En effet, deux bassins voisins ayant des conditions climatiques et géologiques similaires mais des caractéristiques morphologiques distinctes peuvent présenter des régimes d'écoulement différents.

i. La surface et le périmètre :

La surface du bassin versant (en km^2) est l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont donc être en partie reliés à sa surface. Elle est donc définie comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Sa mesure est effectuée soit à l'aide d'un planimètre, soit en utilisant la méthode des petits carrés. Tandis que le périmètre (km) représente toutes les irrégularités du contour ou de la limite du bassin versant. Le contour du bassin est constitué par une ligne joignant tous les points les plus élevés. Sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre. Il n'influence pas directement l'état d'écoulement du cours d'eau au niveau du bassin versant (Faye, 2018).

Le bassin d'Oued Safsaf s'étend sur une superficie de **6.22 Km^2** délimitée par une ligne de partage des eaux représentant son périmètre qui est évalué à **14.17 Km**. (Déterminés en utilisant le logiciel AutoCAD sur la carte d'état-major de notre zone d'étude).

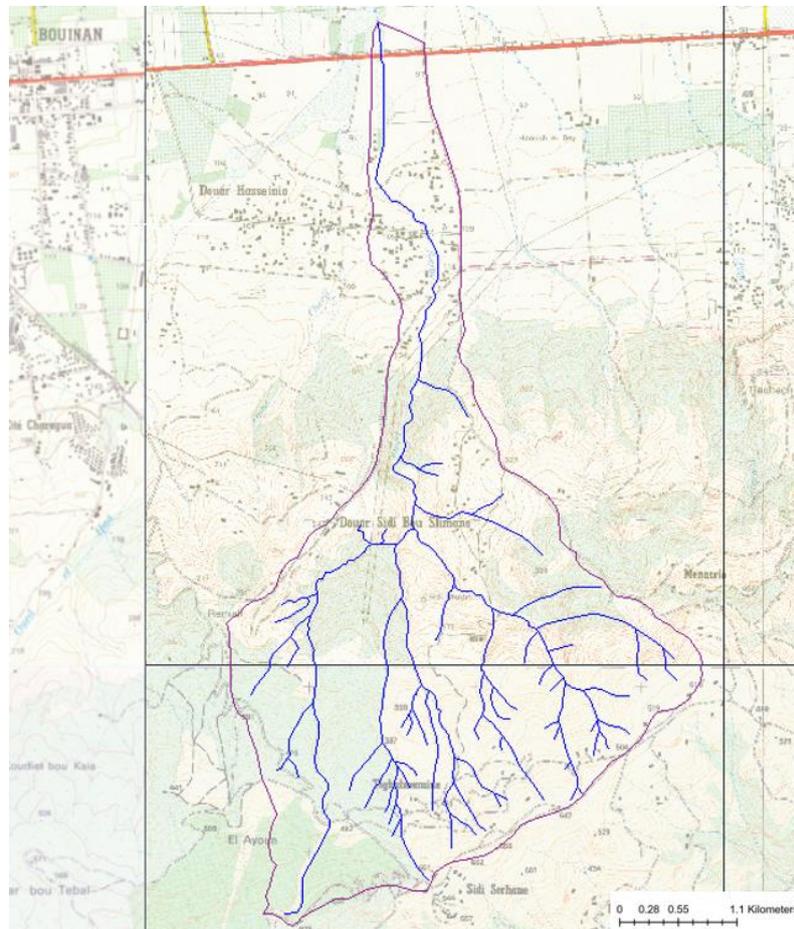


Figure III.1 : Délimitation du bassin versant de l'Oued Safsaf sur la carte d'état-major de Blida

ii. Longueur du talweg principal :

Un talweg correspond à la ligne formée par les points ayant la plus basse altitude, soit sans une vallée, soit dans le lit d'un cours d'eau.

La longueur du talweg principal a pour valeur : **$L_{ep} = 5.82 \text{ Km}$** .

III.1.3 Caractéristiques géométriques

- **Indice de compacité de Gravelius (K_G) :**

L'indice de compacité renseigne sur la forme du bassin versant qui a une influence sur le débit de crue et donc sur l'allure de l'hydrogramme, résultant d'une pluie donnée.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{A\pi}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

A : Superficie du bassin (Km^2) ;

P : Périmètre du bassin (Km) ;

K_G : Indice de compacité de Gravelius.

Pour

- **$K_G = 1.3$** On dit que le bassin est compact.
- **$1 < K_G < 1.3$** On dit que le bassin est moins compact.
- **$K_G > 1.3$** On dit que le bassin est allongé.

Plus l'indice K_G est élevé, plus le bassin versant sera allongé, ce qui augmente le temps nécessaire à une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné en amont pour atteindre l'exutoire. Par conséquent, la crue sera moins violente. Ainsi, l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration T_C .

Dans notre cas, le bassin versant est caractérisé par un **$K_G = 1.59 > 1.3$** , alors il est de forme relativement allongée.

- **Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :**

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 \times (Lr + lr)$$

$$S = Lr \times lr$$

La longueur L et la largeur l en km sont données par la résolution de P et S :

$$K_G = 0.28 \times \frac{P}{S}$$

De ces trois dernières équations, on obtient une équation de 2ème degré qui admet deux solutions L_r ; l_r :

$$l_r = \frac{K_G}{1.12} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{K_G}{1.12} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right]$$

Avec :

L_r et l_r : la longueur la largeur du rectangle (km) ;

K_G : l'indice de compacité.

● **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{S}$$

Avec :

L_{cp} : longueur du talweg principal ;

S : surface du bassin versant (km²).

Ce coefficient fournit des informations sur le comportement hydrologique de la zone étudiée :

Un coefficient d'allongement élevé suggère un bassin versant plus allongé. Ce dernier peut influencer le mode d'écoulement de l'eau à travers le réseau hydrographique, ayant éventuellement un temps de concentration plus court. Cependant, il peut également réagir plus rapidement aux précipitations, entraînant des crues plus rapides.

Les paramètres hydro-morphométriques du bassin versant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'Oued Safsaf

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	6.22
Périmètre		P	km	14.17
Indice de compacité de Gravelius		K _C	/	1.59
Longueur du talweg principal		L _p	km	5.82
Coefficient d'allongement		C _a	/	5.45
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	6
	largeur	l _r	km	1.04

III.1.4 Caractéristiques hydrographiques

III.1.4.1 Étude du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine-lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique ;
- L'altitude moyenne ;
- L'indice de pente globale I_g ;
- L'indice de pente roche I_p ;
- Densité de drainage D_d.

♦ Courbe hypsométrique :

L'hypsométrie fait référence à la proportion relative d'une zone à différentes élévations dans une région, et la courbe hypsométrique est une courbe de relation zone-élévation qui décrit la distribution de la zone par rapport à l'élévation (**Strahler, 1952**).

Elle joue un rôle crucial dans l'analyse du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, l'altitude est représentée en ordonnée et la surface exprimée en pourcentage en abscisse. La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après avoir déterminé les surfaces partielles. Cette courbe illustre la fraction de la surface située entre deux courbes de niveau consécutives. Elle est

considérée comme une sorte de profil du bassin versant et permet de visualiser sa pente moyenne.

La carte hypsométrique obtenue à partir du Modèle Numérique du Terrain (MNT), montre l'existence des altitudes essentiellement faibles d'environ 90 m au niveau de l'exutoire et au fur et à mesure qu'on s'éloigne, les altitudes deviennent de plus en plus élevées jusqu'à atteindre l'altitude maximale de 670 m (figure III.2).

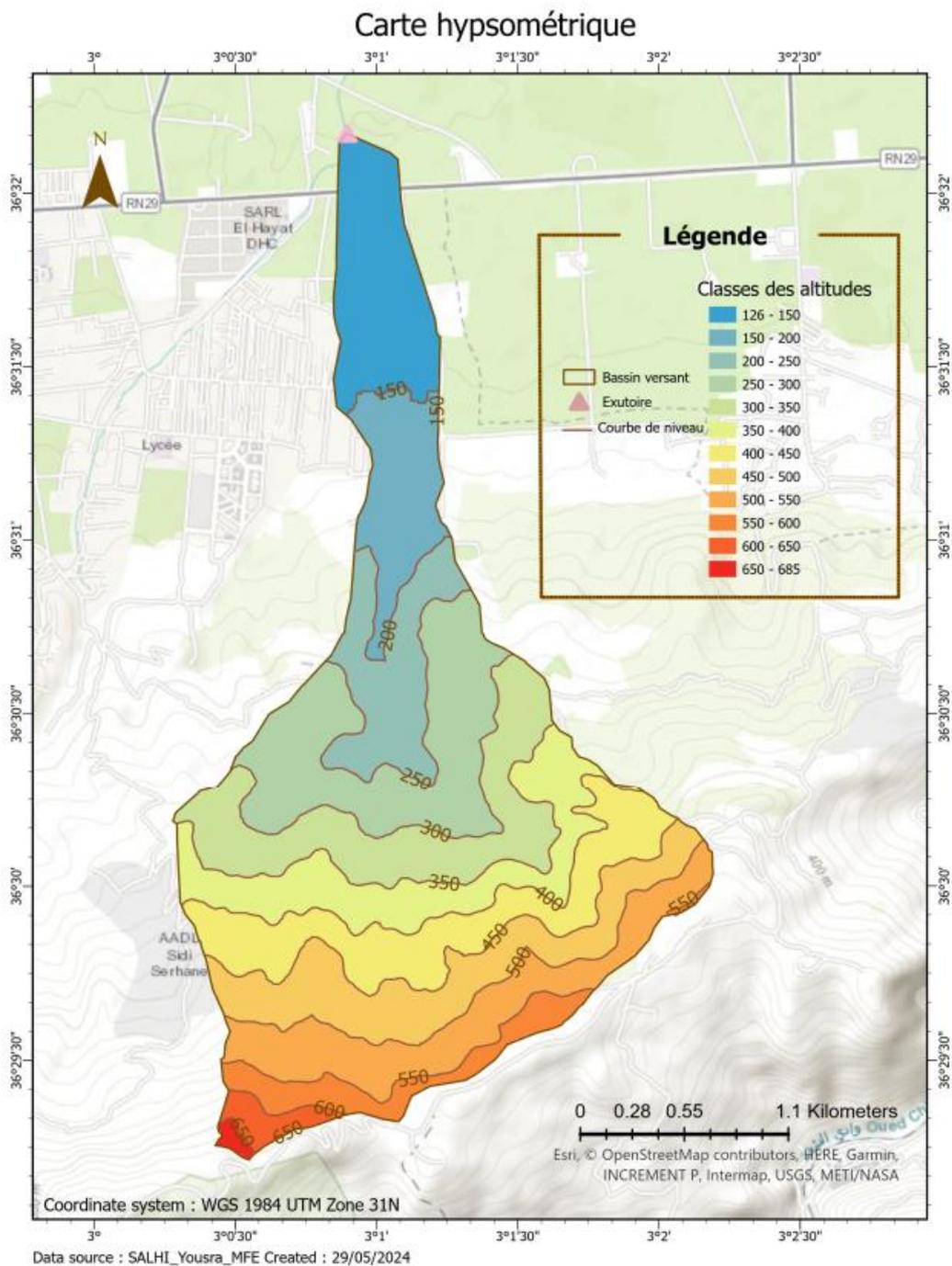


Figure III.2: Carte hypsométrique du bassin versant de l'Oued Safsaf

Le tableau III.2 et la figure III.3 représentent les résultats obtenus lors de la manipulation :

Tableau III.2 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant de l'Oued Safsaf

Altitude	Élévation(m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulées (%)
90-100	95	0.35	5.6	5.6
100-150	125	0.55	8.8	14.5
150-200	175	0.39	6.3	20.7
200-250	225	0.75	12.1	32.8
250-300	275	0.75	12.1	44.9
300-350	325	0.70	11.3	56.1
350-400	375	0.66	10.6	66.7
400-450	425	0.69	11.1	77.8
450-500	475	0.68	10.9	88.8
500-550	525	0.48	7.7	96.5
550-600	575	0.12	1.9	98.4
600-650	625	0.09	1.4	99.8
650-670	660	0.01	0.2	100.0

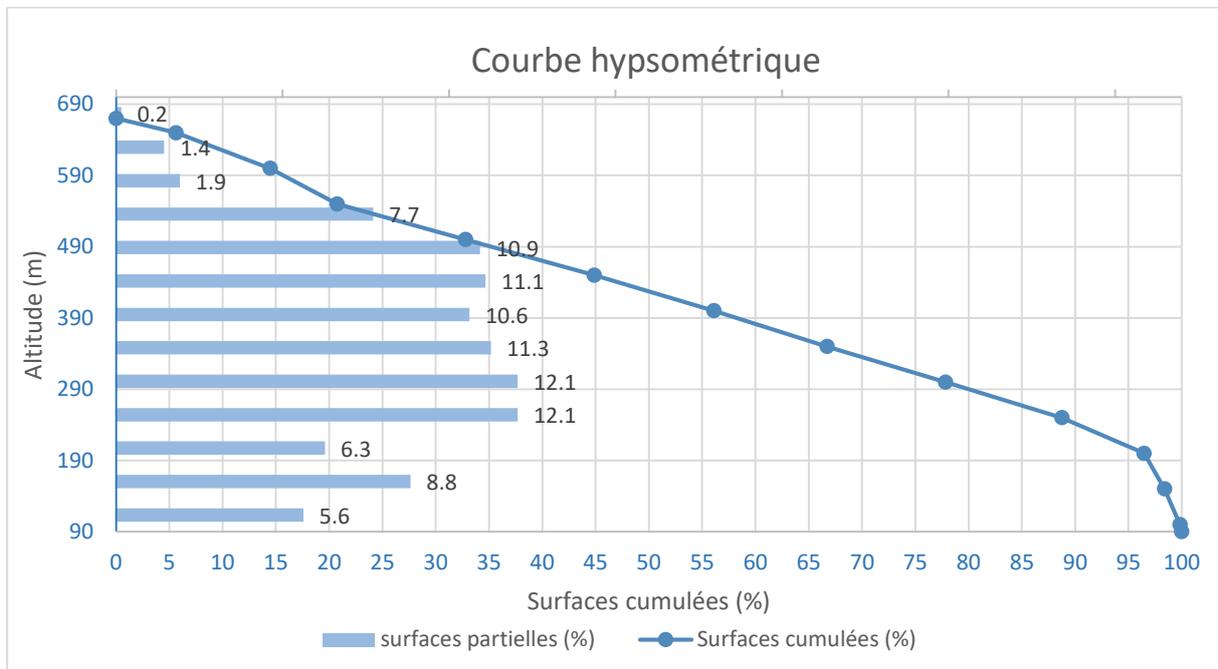


Figure III.3 : Courbe hypsométrique de l'Oued Safsaf

◆ Détermination des altitudes :

• Altitude maximale et minimale « H_{\max} , H_{\min} » :

Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, déterminés d'après la carte topographique.

• Altitude moyenne « H_{moy} » :

L'altitude moyenne du bassin est un indice important qui intègre et présente l'influence de la zonalité climatique verticale et elle est déterminée par la somme du Produit des surfaces partielles S_i comprises entre les courbes de niveau, et des altitudes moyennes correspondantes H_i .

Analytiquement :

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

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m) ;

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

• L'altitude médiane « $H_{\text{méd}}$ » :

- **L'altitude médiane $H_{5\%}$** : Il s'agit de la projection du point correspondant à 5 % de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
- **L'altitude médiane $H_{50\%}$** : correspond à l'altitude lue au point d'abscisse correspondant à 50 % de la surface totale du bassin sur la courbe hypsométrique. Cette altitude est proche de l'altitude moyenne lorsque la courbe hypsométrique du bassin présente une pente régulière.
- **L'altitude médiane $H_{95\%}$** : Il s'agit de la projection du point correspondant à 95 % de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

Tableau III.3 : Caractéristiques altimétriques du bassin versant

Altitude	H_{\min} (m)	H_{\max} (m)	H_{moy} (m)	$H_{5\%}$ (m)	$H_{50\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)
BV Oued Safsaf	90	670	324.77	650	350	120

◆ Les indices de pente :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant, ce qui permet d'interpréter le relief et de mieux comprendre la morphologie du bassin. Ils sont également utilisés pour estimer les vitesses d'écoulement superficiel. Ces indices influencent directement le débit de pointe lors d'une averse.

Pour déterminer les différents indices de pente, on a extrait la carte des pentes qui s'avère particulièrement utile pour donner la topographie générale de la région, représentée par la figure suivante :

Carte des pentes

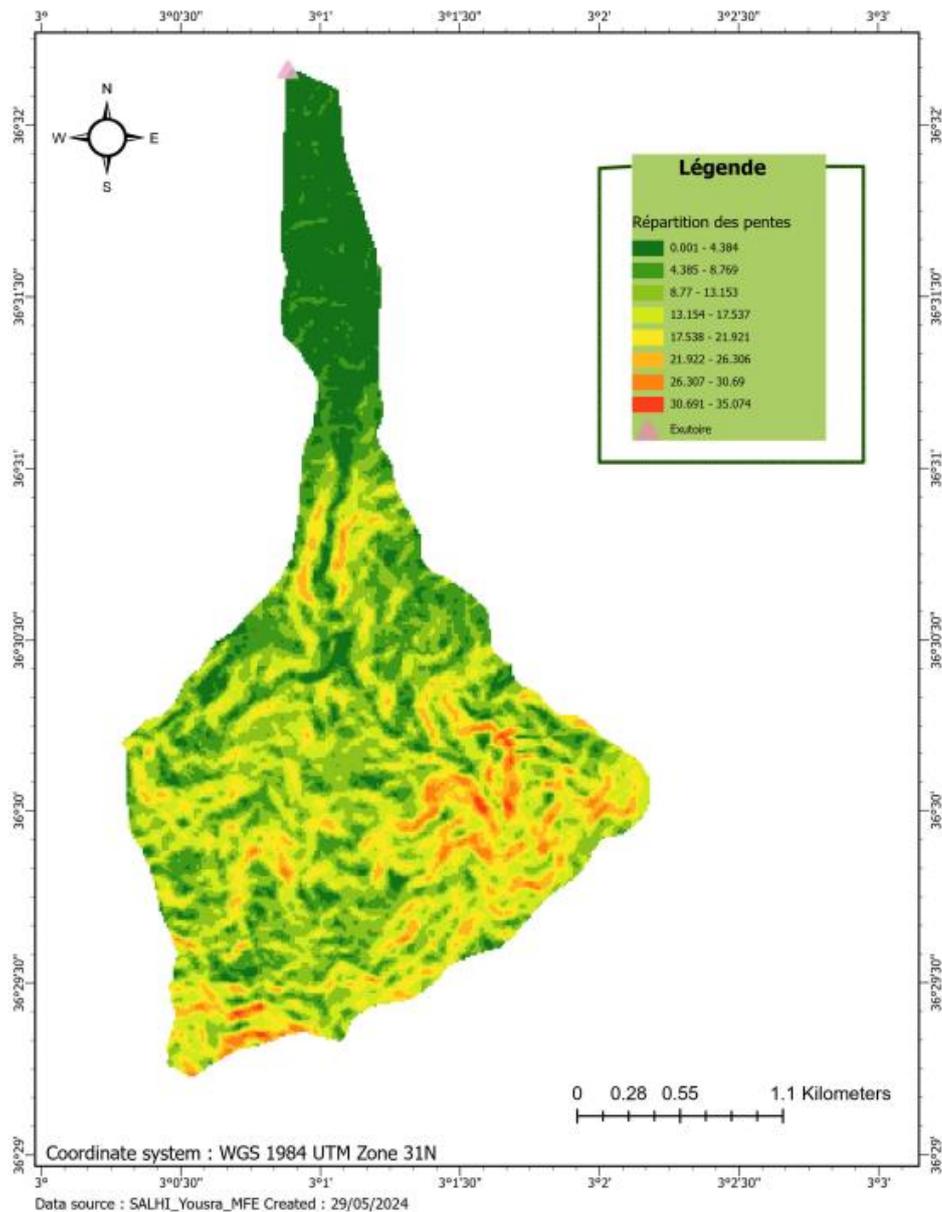


Figure III.4 : Carte des pentes

- **La pente du bassin versant :**

Elle est définie par la formule suivante :

$$I_{BV} = \frac{(H_{max} - H_{min})}{L_{cp}}$$

Avec :

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km) ;

H_{max} et H_{min} : altitudes maximale et minimale (m).

- **La pente moyenne du bassin versant :**

La pente moyenne est une caractéristique essentielle qui fournit des informations sur la topographie du bassin. Considérée comme une variable indépendante, elle donne une indication précieuse du temps de parcours du ruissellement direct (et donc du temps de concentration T_c). De plus, elle influence directement le débit de pointe lors d'une averse (Touaibia, 2015).

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_{mBV} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$$

Avec :

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

L_1, L_2, \dots, L_n : Longueurs des courbes de niveaux (Km) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

courbe	Longueur	ΔH (m)	Surface (km ²)	I_{mBV} (m/km)
100	0.79	50	6.22	248.23
150	1.62			
200	3.4			
250	3.47			
300	3.71			
350	4.03			
400	4.53			
450	3.73			
500	3.53			
550	1.6			
600	0.73			
650	0.27			

- **Pente moyenne d'un cours d'eau I_c :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse à laquelle l'eau atteint l'exutoire du bassin, influençant ainsi le temps de concentration. Cette variable a donc un impact direct sur le débit observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle permet à l'eau de s'infiltrer davantage. Entièrement ou en partie dans le sol. Le calcul des pentes moyennes et partielles des cours d'eau se fait à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus couramment

utilisée pour déterminer la pente longitudinale consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau (**Touaibia, 2015**).

Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) ;

ΔL : distance entre ces deux points (km)

- **Indice de pente M. ROCHE (I_p) :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^n \sqrt{(S_i \times h_i)}$$

Avec :

L_r : longueur de rectangle équivalent (m) ;

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives ;

- **Indice de pente globale (I_g) :**

Cet indice représente la pente moyenne de 90 % de la superficie du bassin. Il est obtenu à partir de la courbe hypsométrique, en tenant compte de la dénivelée (D) entre les altitudes $H_{5\%}$ – $H_{95\%}$. L'indice I_g a été primitivement conçu pour faciliter l'étude des bassins représentatifs de faible superficie, il est donné par la formule :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r}$$

Avec :

$H_{5\%} - H_{95\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 5% et 95% de la surface total (m) ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m).

Tableau III.5 : Classification ORSTOM du relief de l'indice de pente global

	Relief	Valeur de I_g
1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Relief très fort	$I_g > 0.1$

Dans notre cas : $I_g = \frac{650 - 120}{600} = 0.088 \text{ m/m} \rightarrow 0.05 < I_g < 0.1$ Donc : on a **un relief fort**

Les résultats de calcul des indices de pente sont compilés dans le tableau **III.6**.

Tableau III.6 : Résultats de calculs des pentes du bassin versant de l'Oued Safsaf

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/Km	99.7
Pente moyenne de bassins versant	I_{mBV}	m/Km	248.23
Pente moyenne du cours d'eau	I_c	m/m	0.10
Indice de pente de Roche	I_p	%	2.45
Indice de pente globale	I_g	m/m	0.088
Relief	/		Fort

III.1.4.2 Étude du réseau hydrographique

III.1.4.2.1 Caractéristiques du réseau hydrographique :

On appelle ainsi l'ensemble des canaux de drainage naturels, permanents ou temporaires, par où s'écoulent les eaux provenant du ruissellement ou restituées par les nappes souterraines, soit sous forme de sources, soit par restitution continue le long du lit du cours d'eau (**Roche, 1963**).

La forme et la texture du réseau de drainage, sont étudiées pour identifier l'influence exercée par le sol et le substratum sur ces réseaux (**Parvis, 1950**).

L'analyse des réseaux hydrographiques et ses hiérarchisations, joue un rôle important dans la compréhension des mécanismes de ruissellement et de la genèse des crues (**Belazreg, 2019**).

III.1.4.2.2 Hiérarchisation du réseau

- **Classification de Strahler (1957) :**

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1 ;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux ;
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1 ;
- Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

Le réseau hydrographique du bassin versant est représenté dans la figure **III.5**.

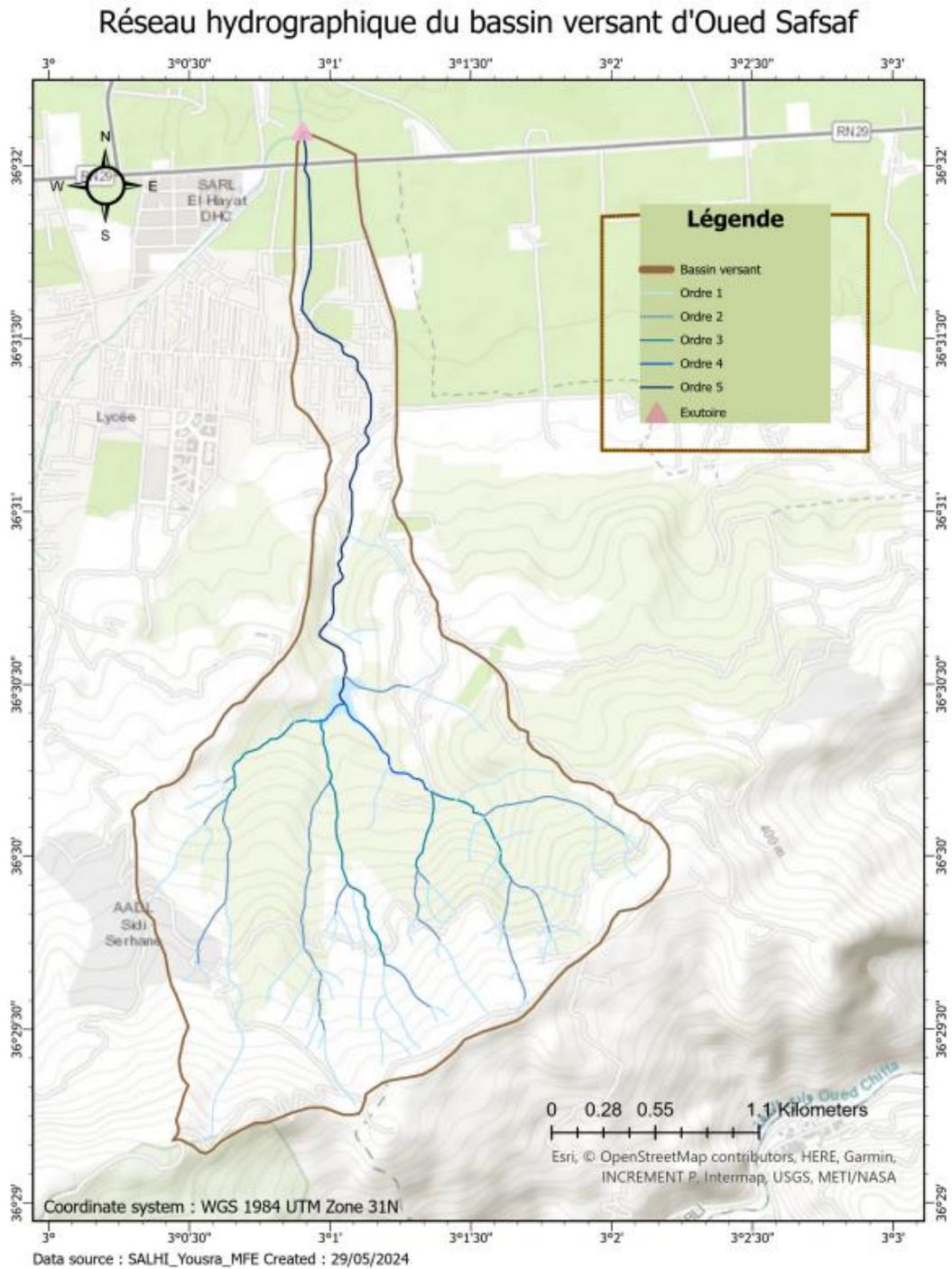


Figure III.5 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Safsaf

Les résultats de classification des talwegs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Classification du réseau hydrographique du bassin versant Selon Strahler

Ordre	Nombre des talwegs	Longueur
1	55	13.31
2	27	6.89
3	14	3.3
4	3	0.89
5	4	3.45
	Total	27.84

• **Le profil en long :**

Le profil longitudinal d'un cours d'eau permet d'estimer sa pente moyenne. Cette pente est essentielle pour déterminer le temps de concentration du bassin.

III.1.4.2.3 Paramètres hydrographiques

♦ **Densité de drainage D_d :**

La densité de drainage exprimée en km/km² est définie comme le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin ; une valeur élevée indique un réseau hydrographique dense et une réponse rapide à un événement pluvieux. Elle est calculée selon la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage en km/km² ;

$\sum L_i$: La somme des longueurs de tous les cours d'eau considérés pour le bassin versant ;

n : L'ordre le plus élevé dans la classification ;

S : La surface du bassin versant en km².

Tableau III.8 : Densité de drainage du bassin versant de l'Oued Safsaf

Bassin versant	n	S (Km ²)	$\sum L_i$ (Km)	D_d (Km/km ²)
Safsaf	5	6.22	27.84	4.48

◆ Temps de concentration

Le temps de concentration est généralement estimé à l'aide de formules empiriques. Théoriquement, il correspond au temps maximal nécessaire pour qu'une goutte d'eau parcoure l'ensemble du bassin versant jusqu'à son exutoire. Dans les modèles hydrologiques, il est souvent compris comme le temps écoulé entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct. En pratique, il est difficile à évaluer précisément. Plusieurs formules d'usage courant existent, dont certaines sont relativement anciennes, comme la formule de Kirpich, élaborée en 1940 après les crues ayant touché le nord-est des États-Unis en 1936 (Folmar et al., 2007).

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Il faut en général choisir la formule qui correspond le mieux au type de bassin-versant analysé, pour cela on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

▪ Formule de KIRPICH 1940 :

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, avec des sols argileux et une pente moyenne comprise entre 3 % et 10 % (Bennis, 2004). Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.0663 \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g^{0.385}}$$

Avec :

T_c : temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (m) ;

I_g : Indice de pente globale (%).

▪ Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937) :

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

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m) ;

S : Surface du bassin versant (km²) ;

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

▪ **Formule de l'ANRH :**

Pour les conditions physiographiques des bassins versants de l'Algérie la Formule du temps de concentration développé par L'ANRH est la suivante : **(Boutoutaou,2014)**

$$T_c = 1.7 \left(\frac{SL}{\sqrt{I}} \right)^{0.19}$$

T_c : Temps de concentration (h) ;

H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m) ;

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

▪ **Formule de SOLOVSKY (1968) :**

$$T_c = 4 \times \left(\frac{S \times L_{cp}^{0.333}}{\sqrt{I_{bv}}} \right)^{0.75}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km) ;

S : Surface du bassin versant (km²) ;

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

▪ **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 0.1275 \frac{\sqrt{S}}{I_{bv}}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km) ;

S : Surface du bassin versant (km²).

▪ **Formule de TURAZZA**

$$T_c = \frac{0.108 \times (S \times L_{cp})^{\frac{1}{3}}}{I_{cp}^{0.5}}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

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

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

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

Choix du temps de concentration

Les différentes formules utilisées pour calculer le temps de concentration ont été appliquées et les résultats sont présentés dans le tableau **III.9**.

Tableau III.9 : Résultats du calcul du temps de concentration en heure pour le BV Safsaf

Formule	Temps de concentration (h)
Kirpich	0.62
Giandotti	1.53
ANRH	0.55
Solovsky	1.47
Ventura	1.01
Turazza	1.15

Interprétation :

Pour des mesures de sécurité, le cas le plus défavorable c'est lorsque le temps de concentration est le plus petit. En outre, les différentes formules ont des conditions spécifiques d'application. Donc, dans les calculs qui suivent on prend en considération le temps de concentration calculé par la formule de **ANRH** développée pour les bassins versants de l'Algérie.

◆ Vitesse de ruissellement V_r :

Le ruissellement est défini comme l'écoulement gravitaire des eaux météorologiques à la surface du sol, suivant la pente du terrain, pour les eaux qui n'ont pas été infiltrées, évaporées ou stockées en surface. La vitesse de ruissellement est le rapport entre la longueur parcourue et le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c}$$

V_r : vitesse de ruissellement (km/h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

T_c : Temps de concentration (h).

Les résultats des paramètres hydrographiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Paramètres hydrographiques d'Oued Safsaf

Paramètres	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	D_d	Km/km ²	4.48
Densité hydrographique	F_1	Km ⁻²	8.84
Coefficient de torrentialité	C_t	-	39.6
Temps de concentration	T_c	heures	0.55
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	10.58

Ci-après le tableau III.11 qui récapitule les caractéristiques de notre bassin versant :

Tableau III.11 : Caractéristiques géomorphologiques du bassin Versant d'Oued Safsaf

Paramètres	Symbole	Unités	Valeur
Surface	S	Km ²	6.22
Périmètre	P	Km	14.17
Longueur du thalweg principal	L_{cp}	Km	5.82
Indice de compacité	K_G	/	1.59
Coefficient d'allongement	C_a	/	5.45
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	Km
	Largeur	l_r	
Altitude	Maximale	H_{max}	670
	Moyenne	H_{moy}	324.77
	Minimale	H_{min}	90
	Médiane	$H_{5\%}$	650
		$H_{50\%}$	350
		$H_{95\%}$	120
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/Km	99.7
Pente moyenne de bassins versant	I_{mBV}	m/Km	248.23
Pente moyenne du cours d'eau	I_c	m/m	0.10
Indice de pente globale	I_g	m/m	0.088
Indice de pente de Roche	I_p	%	2.45
Dénivelée spécifique	D_s	m	220.39
Densité de drainage	D_d	Km/km ²	4.48
Temps de concentration	T_c	heure	0.55
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	10.58

III.2 Analyse des données pluviométriques

L'analyse des pluies repose sur les relevés pluviométriques effectués dans plusieurs stations réparties sur une surface topographique donnée. Elle est fondée sur l'hypothèse que la pluie mesurée à une station est représentative de celle tombée dans une zone environnante, dont l'étendue varie en fonction de la densité du réseau de stations, appelée zone d'influence du pluviomètre.

Le bassin versant de l'Oued Safsaf est dépourvu de stations pluviométriques et hydrométriques, nous avons alors eu recours aux stations de mesures implantées au voisinage, dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Soumâa

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Soumâa	021234	X (km)	517.47	1993-2022 30 ans
		Y (km)	355.9	
		Z (m)	177	

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières du tableau **III.13** par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

- ◆ Calcul des paramètres statistiques de la série.
- ◆ Ajustement à une loi statistique (calcul des quantiles pour différentes périodes de retour).
- ◆ Choix de la loi adéquate.
- ◆ Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Le calcul des paramètres de la série, l'ajustement à des lois, le calcul des quantiles et l'adéquation sont tous fait par l'utilisation du logiciel **Hyfran Plus**.

Tableau III.13 : Répartition des précipitations maximales journalières prise de la station (021234)

N°	Année	P _{j.max} (mm)	N°	Année	P _{j.max} (mm)	N°	Année	P _{j.max} (mm)
1	1993	68.6	11	2003	63.4	21	2013	50
2	1994	53.3	12	2004	54.1	22	2014	47
3	1995	94.4	13	2005	89.5	23	2015	48.5
4	1996	53.1	14	2006	39.2	24	2016	60
5	1997	68.5	15	2007	49.1	25	2017	81
6	1998	33.7	16	2008	72	26	2018	63
7	1999	39.5	17	2009	41	27	2019	63
8	2000	39.2	18	2010	49.4	28	2020	23.5
9	2001	35.3	19	2011	68.6	29	2021	73
10	2002	60.5	20	2012	108	30	2022	40

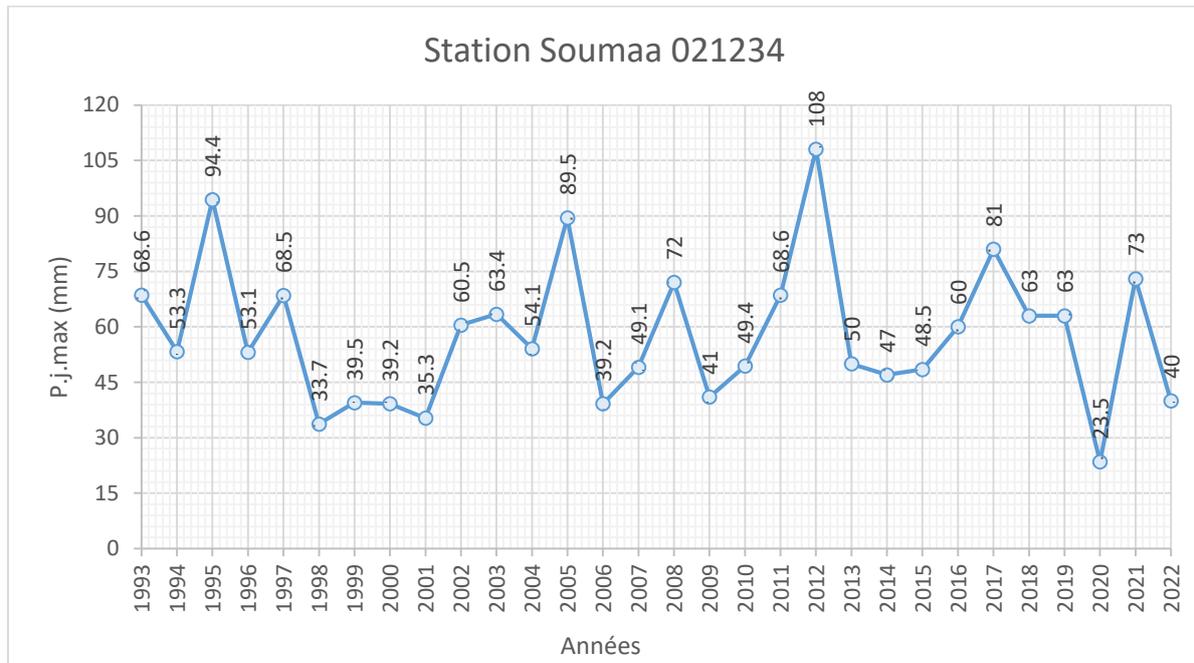


Figure III.6 : Répartition des P.j.max pour la station (021234)

D'après le graphique présenté, on peut faire les observations suivantes :

1. Variabilité interannuelle : Les précipitations journalières maximales varient considérablement d'une année à l'autre, allant d'un minimum d'environ 23,5 mm (en 2020) à un maximum de 108 mm (en 2013).
2. Tendence générale : Il ne semble pas y avoir de tendance claire à long terme à l'augmentation ou à la diminution des précipitations maximales journalières sur la période observée.

3. Pics notables :
 - Le pic le plus élevé est enregistré en 2013 avec 108 mm.
 - D'autres pics importants sont observés en 1995 (94,4 mm), 2006 (89,5 mm), et 2016 (81 mm).
4. Périodes de faibles maxima :
 - La période de 1998 à 2002 montre des maxima journaliers relativement bas, généralement inférieurs à 40 mm.
 - 2020 enregistre le plus faible maximum journalier de la série avec 23,5 mm.
5. Fréquence des événements extrêmes : On observe plusieurs années avec des précipitations journalières maximales dépassant 80 mm, ce qui suggère des épisodes de fortes pluies relativement fréquents.
6. Variabilité récente : Les dernières années de la série (2018-2022) montrent une forte variabilité, avec des valeurs allant de 23,5 mm à 73 mm.

Les caractéristiques de la série sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Les paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	30
Minimum	23.5
Maximum	108
Moyenne	57.6
Ecart-type	19.2
Médiane	53.7
Coefficient de variation Cv	0,332

III.2.1 Ajustement statistique des séries pluviométriques

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, les caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une description mathématique du comportement d'une variable aléatoire.

Afin de faciliter le travail, on a utilisé le logiciel **Hyfran Plus** pour effectuer l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à :

- Loi de Gumbel ;
- Loi de Galton (log-normale) ;
- La loi GEV « La loi généralisée des valeurs extrêmes ».

Pour l'estimation des différents paramètres de ces lois on a choisi la méthode du maximum de vraisemblance car il est démontré que cette dernière est la plus efficace.

III.2.1.1 Ajustement par la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

$y = \alpha(x-x_0)$: Variable de Gumbel ;

α, x_0 : Coefficients d'ajustement ;

x : précipitation maximale journalière ;

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de régression.

Alors, l'équation de la droite de Gumbel est donnée par :

$$P_{j,max} = \frac{1}{\alpha}y + x_0$$

La fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \times 100$$

m : rang de précipitation ;

n : nombre d'observations ;

La variable de Gumbel pour chaque valeur observée :

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL sont résumés dans le tableau et graphe suivants :

Paramètres : $\alpha = 16.074$, $u = 48.659$

Tableau III.15 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Fréquence non Dépassement q (%)	Valeurs théoriques P _{max j} (mm)	Ecart type σ	Intervalle de confiance 95%
100	99	123	12.1	98.9 - 146
50	98	111	10.5	90.8 - 132
20	95	96.4	8.43	79.9 - 113
10	90	84.8	6.86	71.4 - 98.3
5	80	72.8	5.32	62.3 - 83.2
2	50	54.6	4.22	47.8 - 61.3

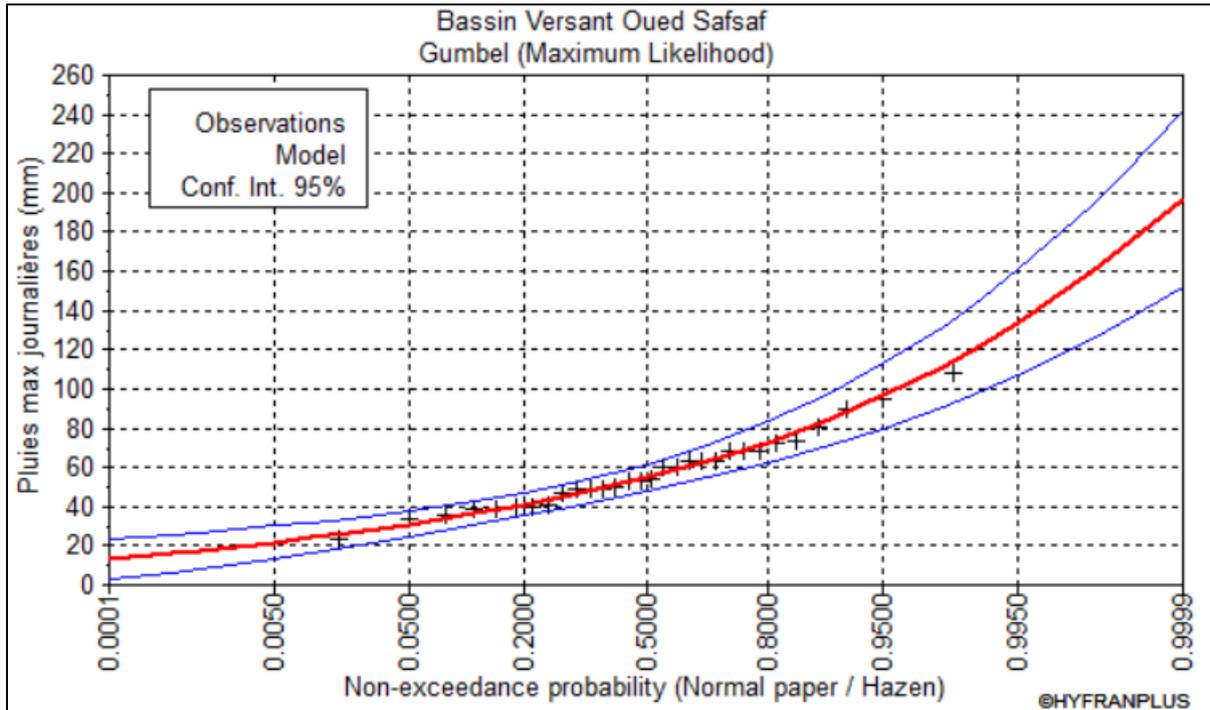


Figure III.7 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

III.2.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de Galton :

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

Où la variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

Donc, l'équation de la droite de GALTON est donnée par la relation suivante :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Galton sont résumés dans le tableau et graphe suivants :

Tableau III.16 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton « log-normal »

Période de retour (ans)	Fréquence non Dépassement q (%)	Valeurs théoriques $P_{\max j}$ (mm)	Ecart type σ	Intervalle de confiance 95%
100	99	119	14.3	91.4 - 147
50	98	109	11.9	85.6 - 132
20	95	95.0	9.02	77.3 - 113
10	90	84.0	7.01	70.3 - 97.8
5	80	72.5	5.19	62.3 - 82.7
2	50	54.7	3.35	48.1 - 51.7

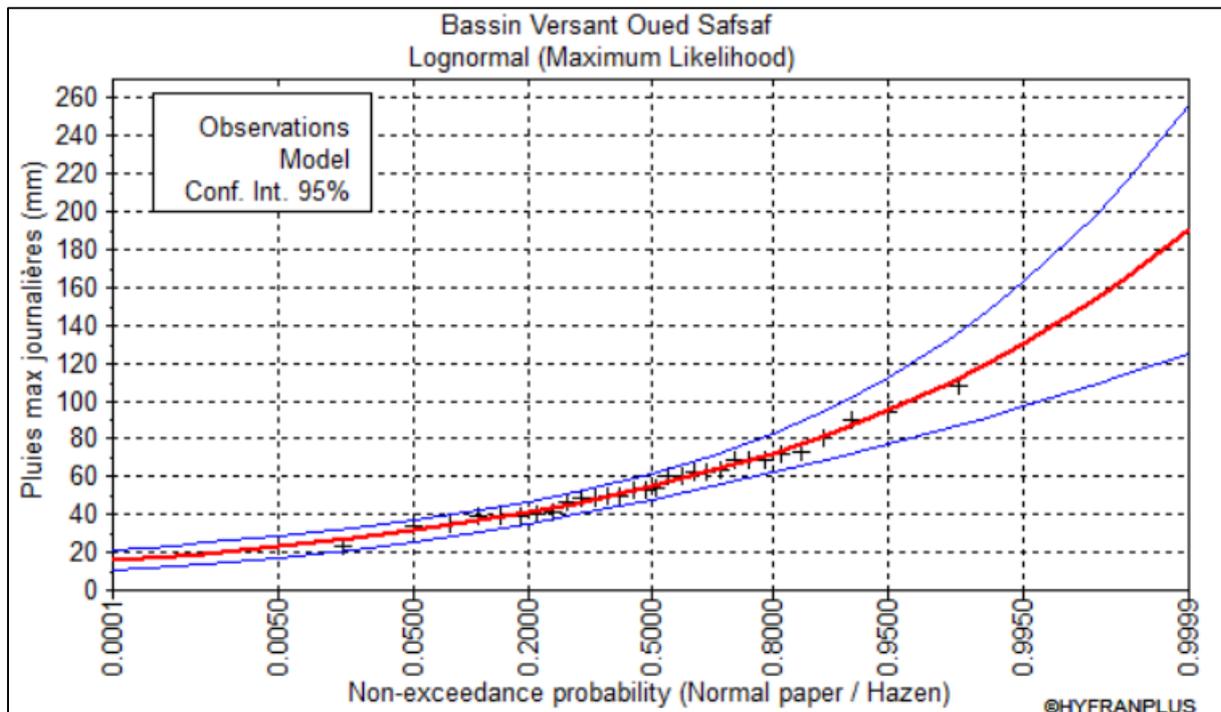


Figure III.8 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

III.2.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à loi des extrêmes généralisées GEV :

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est une loi d’ajustement à trois paramètres qui a une fonction de distribution qui s’écrit comme suit :

$$F(x) = \exp \left[-1 \left(1 - \frac{k(x - \varepsilon)}{\alpha} \right)^{\frac{1}{k}} \right]$$

ε : Paramètre de position ; α : Paramètre de dispersion ; k : paramètre de forme.

Les résultats de l’ajustement par la loi GEV sont résumés dans le tableau et graphe suivants:

Tableau 17 : Résultat de l’ajustement à la GEV

Période de retour (ans)	Fréquence non dépassement q (%)	Valeurs théoriques P _{max j} (mm)	Ecart type σ	Intervalle de confiance 95%
100	99	112	15.1	82.1 - 141
50	98	104	11.6	80.7 - 126
20	95	92.0	8.02	76.3 - 108
10	90	82.5	6.04	70.7 - 94.4
5	80	72.1	4.70	62.9 - 81.3

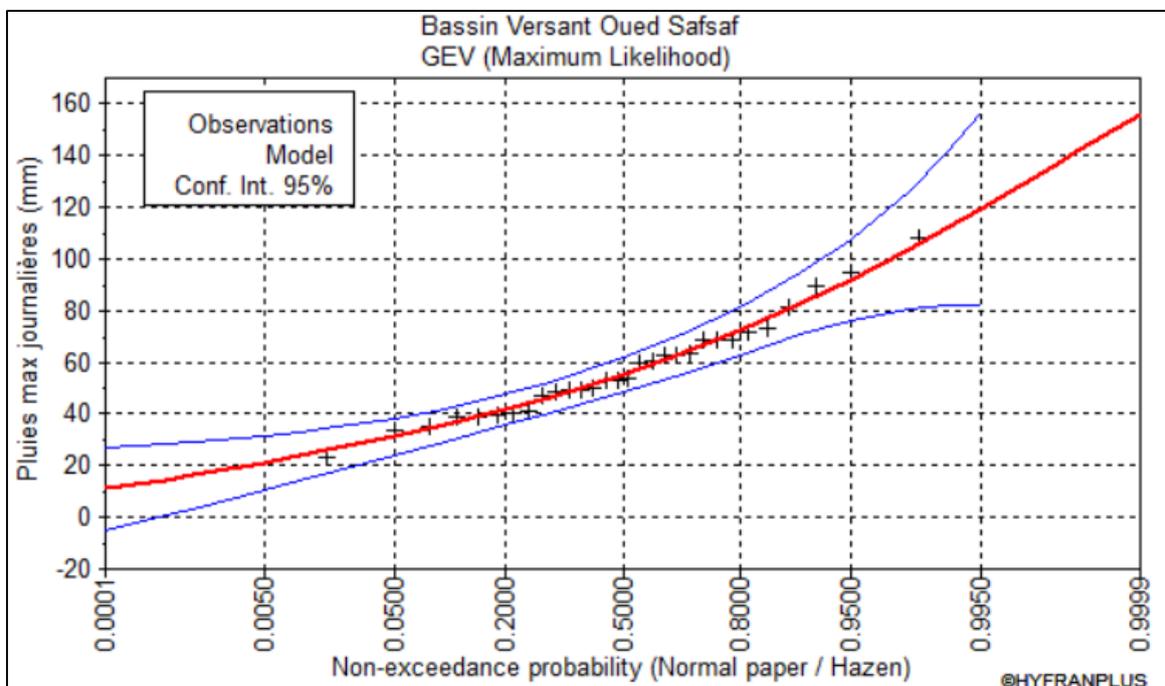


Figure III.9 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi GEV

III.2.1.4 Test de validité de l'ajustement :

a) Ajustement graphique visuelle (la méthode visuelle) :

Les figures III.7, III.8 et III.9, montrent les graphiques des résultats obtenus. Ils représentent les probabilités empiriques et théoriques des distributions Gumbel, Log Normale et GEV à l'aide du logiciel Hyfran-Plus.

Étant donné qu'un choix visuel de l'ajustement le plus approprié n'est pas toujours évident, une analyse statistique est nécessaire pour déterminer le meilleur ajustement.

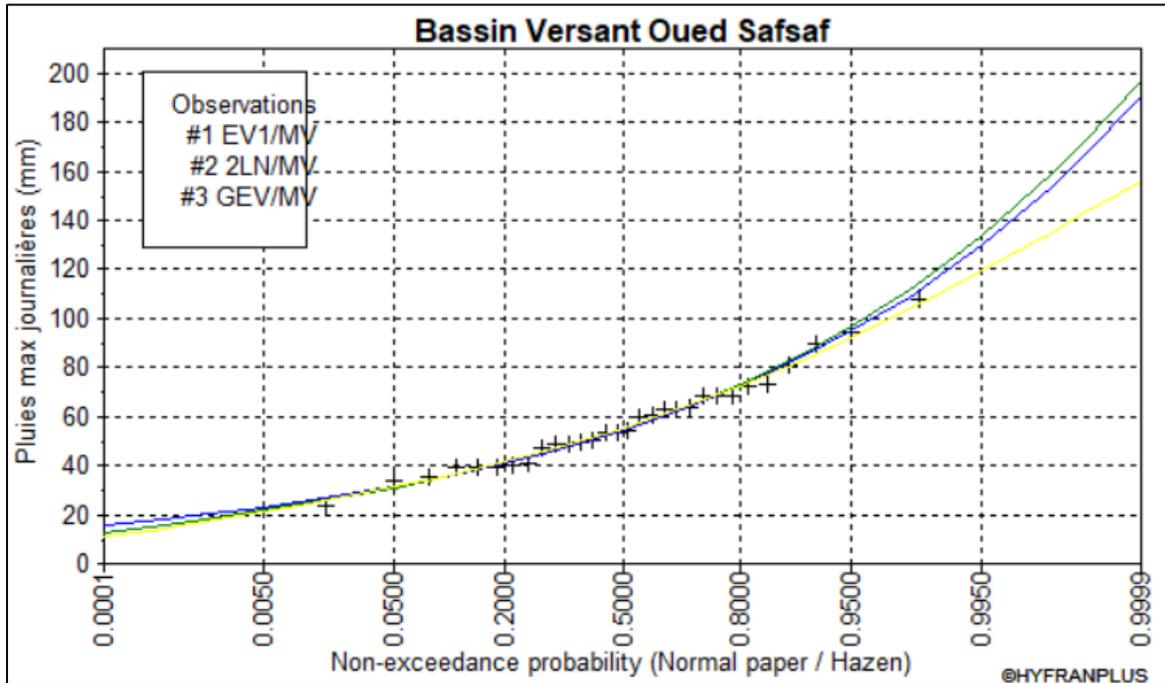


Figure III.10 : Comparaison graphique entre les trois lois

b) Test d'adéquation par statique khi² :

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré. Le test basé sur la comparaison entre les variables, $\chi^2_{\text{théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Résultat du test de χ^2

Loi de distribution	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique
Gumbel	4	1.27	9.94
Galton	4	1.27	9.94
GEV	3	1.27	7.81

Sélection de la loi :

D'après les résultats du test du chi carré et la comparaison graphique, on constate qu'il n'y a pas de différence significative entre les trois lois de distribution que nous avons testé : la loi de Gumbel, la loi log-normale et la loi **GEV**. De notre part, nous allons utiliser la loi GEV car c'est un choix courant pour les précipitations maximums journalières en Algérie pour ce genre de cas.

III.2.2 Pluie De Courte Durée

Pour une période donnée le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule (K. Body, ANRH 1981) :

$$P_{cd} = P_{j.\max p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_{cd} : pluie de courte durée (mm) ;

$P_{j.\max p\%}$: pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm) ;

t : durée de l'averse en heure ;

b : exposant climatique ($b=0,41$ donné par l'ANRH).

Les intensités maximales de durées (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{cd}}{t}$$

Les résultats de calcul des précipitations et des intensités maximales de différentes durées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

Durée de l'averse (h)	Periode de retour (ans)									
	5		10		20		50		100	
	P% (mm)	Intensité (mm/h)	P% (mm)	Intensité (mm/h)	P% (mm)	Intensité (mm/h)	P% (mm)	Intensité (mm/h)	P% (mm)	Intensité (mm/h)
0.5	14.83	29.65	17.18	34.36	19.43	38.85	22.29	44.58	24.34	48.67
0.55	15.45	27.95	17.90	32.39	20.24	36.63	23.22	42.03	26.35	47.43
1	19.70	19.70	22.82	22.82	25.81	25.81	29.62	29.62	32.33	32.33
2	26.17	13.09	30.33	15.16	34.30	17.15	39.35	19.68	42.96	21.48
3	30.91	10.30	35.81	11.94	40.50	13.50	46.47	15.49	50.73	16.91
4	34.78	8.69	40.29	10.07	45.57	11.39	52.29	13.07	57.08	14.27
5	38.11	7.62	44.15	8.83	49.94	9.99	57.30	11.46	62.55	12.51
6	41.07	6.84	47.58	7.93	53.81	8.97	61.74	10.29	67.41	11.23
7	43.75	6.25	50.69	7.24	57.32	8.19	65.77	9.40	71.80	10.26
8	46.21	5.78	53.54	6.69	60.55	7.57	69.47	8.68	75.85	9.48
9	48.49	5.39	56.19	6.24	63.54	7.06	72.91	8.10	79.60	8.84
10	50.64	5.06	58.67	5.87	66.35	6.63	76.13	7.61	83.11	8.31
11	52.65	4.79	61.00	5.55	68.99	6.27	79.16	7.20	86.42	7.86
12	54.57	4.55	63.22	5.27	71.50	5.96	82.04	6.84	89.56	7.46
13	56.39	4.34	65.33	5.03	73.88	5.68	84.77	6.52	92.55	7.12
14	58.13	4.15	67.34	4.81	76.16	5.44	87.39	6.24	95.41	6.81
15	59.79	3.99	69.28	4.62	78.35	5.22	89.90	5.99	98.14	6.54
16	61.40	3.84	71.13	4.45	80.45	5.03	92.31	5.77	100.77	6.30
17	62.94	3.70	72.93	4.29	82.47	4.85	94.63	5.57	103.31	6.08
18	64.43	3.58	74.65	4.15	84.43	4.69	96.87	5.38	105.76	5.88
19	65.88	3.47	76.33	4.02	86.32	4.54	99.04	5.21	108.13	5.69
20	67.28	3.36	77.95	3.90	88.16	4.41	101.15	5.06	110.43	5.52
21	68.64	3.27	79.52	3.79	89.94	4.28	103.19	4.91	112.66	5.36
22	69.96	3.18	81.06	3.68	91.67	4.17	105.18	4.78	114.83	5.22
23	71.25	3.10	82.55	3.59	93.36	4.06	107.11	4.66	116.94	5.08
24	72.50	3.02	84.00	3.50	95.00	3.96	109.00	4.54	119.00	4.96

A partir des résultats obtenus, il est possible de les représenter graphiquement dans le but de tracer les courbes IDF « intensités-durées-fréquences » pour les temps de retour 5, 10, 20, 50 et 100 ans et les courbes pluies-durées-fréquences aussi.

Les résultats sont représentés dans les figures suivantes :

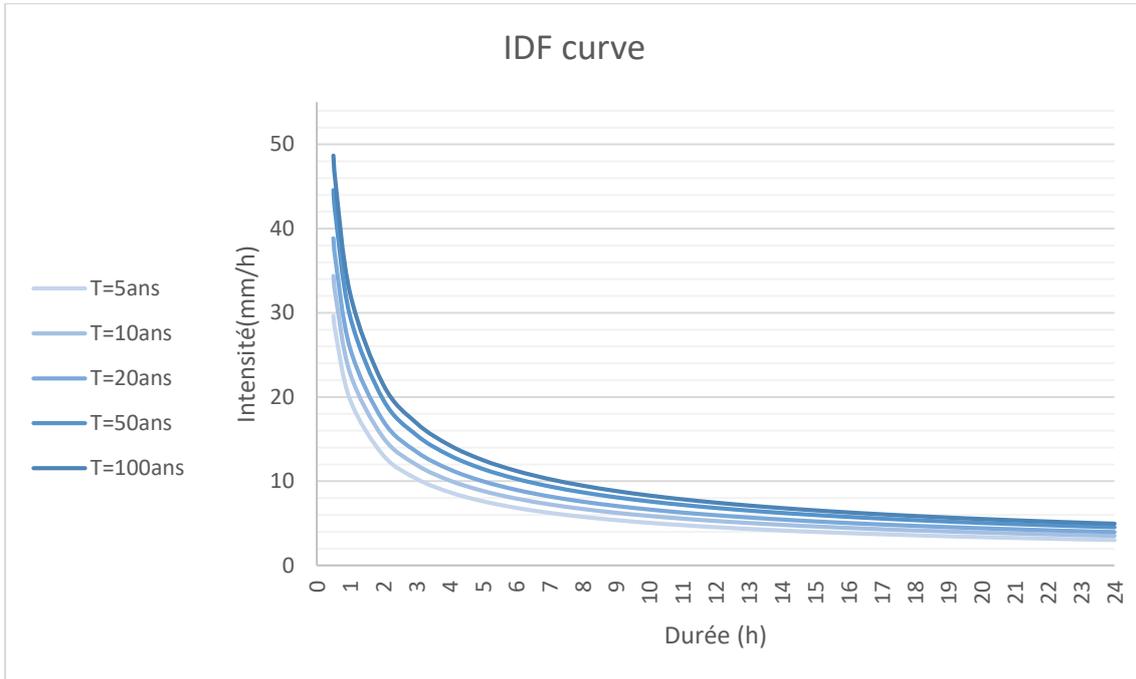


Figure III.11 : courbes Intensité-Durée-Fréquence

Les courbes pluies-durées-fréquences sont représentés dans la figure suivante :

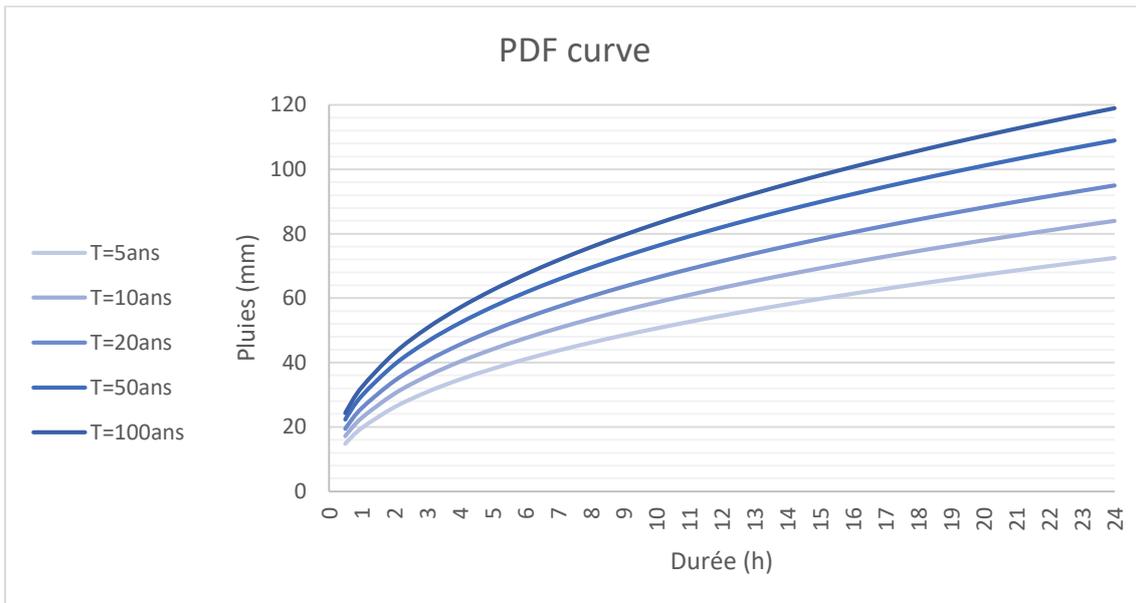


Figure III.12 : courbes Pluies-Durée-Fréquence

III.3 Calcul du débit de crue

Pour un projet de protection contre les inondations, la détermination du débit de pointe est une étape primordiale pour le choix de l'aménagement approprié et la délimitation des zones inondables. Après avoir délimité le bassin versant de la zone d'étude et déterminer ses caractéristiques, on vise dans cette étape à évaluer les débits des crues pour des périodes de retours allant de 5 à 100 ans. Pour ce faire, on utilise 04 différentes méthodes :

- Méthode de Gradex
- Méthode fréquentielle de Meddi & al. 2017
- Méthode des formules empiriques
- Méthode de Soil Conservation Service (SCS)

III.3.1 Méthode de Gradex

Modèle de prédiction Gradex permet d'extrapoler les risques de crues extrêmes à différentes périodes de retour.

◆ Historique de la méthode de Gradex :

La méthode Gradex, qui est considérée comme une méthode probabiliste pour calculer les débits de crues extrêmes d'un oued pour des périodes de retour variant de 100 à 10.000 ans, a été créée par Guillot et Duband en 1967. La superficie du bassin et la répartition des pluies doivent être inférieures à 5000 km². Les méthodes de prédétermination des crues, qui sont principalement basées sur le traitement des valeurs de débit observées aux droits des stations hydrométriques, sont considérées comme plus complexes que la méthode GRADEX utilisant les pluies.

◆ Principe de la méthode :

Le principe de la méthode est que la loi de probabilité des débits maximum à partir de la crue du période de retour décennal a été asymptotique au comportement des pluies maximales journalières. Une tendance qui soutient ce principe est la stabilisation de la capacité de rétention des bassins versants à partir du débit décennal. **(Guillot & Durand, 1969).**

◆ Limite d'application de la méthode :

Il est recommandé d'appliquer cette méthode aux bassins versants assez imperméables, d'une superficie allant jusqu'à 5000 km² et d'un temps de concentration supérieur à 1heure et allant jusqu'à 4 jours, d'où vient la difficulté d'appliquer cette méthode pour les petits bassins versant **(Laborde, 2000).**

◆ Les étapes de la méthode :

Les étapes suivantes doivent être suivies pour mettre en œuvre cette méthode :

- Les précipitations maximales journalières ($P_{j,max}$) peuvent être ajustées en utilisant la loi de Gumbel ($P_{j,max}(mm) = \alpha u + b$ avec u : la précipitation maximale journalière).
- Variable de Gumbel réduite : $u = -\ln(-\ln F)$
- Le débit décennal peut être calculé en ajustant les débits à la loi de Gumbel.
- L'équation de transformation suivante peut être utilisée pour convertir le débit décennal (m³/s) en lame d'eau (mm) :

$$R (mm) = \frac{Q \times 3.6 \times n (heures)}{S(km^2)}$$

- La moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues enregistrés est n.
- Sur le même graphe que l'ajustement de $P_{j.max}$ Tracer la droite de l'équation :

$$Q_{\mu\%} = \alpha\mu + b'$$

Pour T = 10 ans : $b' = Q_{10ans} - \alpha\mu$

- Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm) puis convertir ces débits en m^3/s par la formule de transformation suivante :

$$Q (m^3/s) = \frac{Q(mm) \times S(km^2)}{3.6 \times n(h)}$$

- Calculer les débits de pointes de période de retour par la formule suivante :

$$Q_p(m^3/s) = Q(m^3/s) \times C_p$$

- Tel que le coefficient de point donné par : $C_p = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}$

◆ **Application de la méthode :**

Selon Hyfran Plus, l'équation de l'ajustement de la série pluviométrique par la loi de Gumbel est :

$$P (mm) = 14.93\mu + 49.03$$

Le Gradex est donc : $\alpha = 14.93$.

Choix du pas de temps : $n = 24h$.

L'ajustement de la série des débits maximaux annuels prises de la station **021301** par la loi de Gumbel a donné ces résultats :

Tableau III.20 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel de la station (021301)

Période de retour (ans)	Fréquence non Dépassement q (%)	Valeurs théoriques $Q_{max j.a}$ (m^3/s)	Ecart type σ	Intervalle de confiance 95%
5	0.8	174	37.6	146 - 294
10	0.9	265	50.8	200 - 399
20	0.95	375	64.2	250 - 501
50	0.98	553	82	313 - 635
100	0.99	717	95.6	360 - 735
1000	0.999	1490	141	516 - 1570

On n'avait pas d'enregistrements des crues dans la zone étudiée, alors on estime par analogie avec le bassin versant El Harrach aval, de même grandeur le temps de base et le débit décennal, tel que :

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

On a :

$$Q'_{10ans} = 265 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } S' = 386 \text{ km}^2.$$

Alors : $Q_{10ans} = 4.26 \text{ m}^3/\text{s}$

Expression du débit décennal en lame d'eau (mm) :

$$R \text{ (mm)} = \frac{Q \times 3.6 \times n \text{ (heures)}}{S(\text{km}^2)} = \frac{4.26 \times 3.6 \times 24}{6.22} = 59.16 \text{ (mm/24h)}$$

Nous devons extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie :

$$Q_{10ans} = \alpha\mu + b'$$

$$b' = Q_{10ans} - \alpha\mu$$

On aura : $Q_{\mu\%} = 14.93\mu + 25.57$

– On calcule les débits de pointe pour les différentes périodes de retour, tel que on a le coefficient de pointe : $C_p = 1.8$ avec ($P = Q_{max} / Q_{moy}$).

Tableau III.21 : Résultats des débits de crue selon la méthode de GRADEX

Période de retour (ans)	Variable réduite	Débit en (m ³ /s)	Débit de pointe en (m ³ /s)
10	2.25	4.26	7.7
20	2.97	5.03	9.05
50	3.90	6.03	10.85
100	4.60	6.79	12.22
1000	6.91	9.27	16.68

III.3.2 Méthode fréquentielle de Meddi & al. 2017

Elle a été établie par Meddi et al (Meddi et al., 2017) pour les cours d'eau de l'Algérie du Nord. La base de données regroupée en trois régions analogues en termes climatiques et géomorphologiques par le biais de l'Analyse en Composantes Principales comme indiqué dans la figure III.13. Pour chacune des régions un modèle pour calculer Q_{max} en fonction de la

surface du bassin versant (A) en km² et la pente du cours d'eau principal (S) a été développé comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Modèle pour calculer Q_{max} pour les différentes régions

Région	Equations
Région I	$Q_{max} = 3.52A^{0.96}S^{0.54}$
Région II	$Q_{max} = 2.73A^{0.35}S^{0.44}$
Région III	$Q_{max} = 1.26A^{0.16}S^{-1.04}$

Pour calculer Q_{max}, de l'une des trois régions, pour une période de retour donnée, le débit max calculé par le modèle correspondant à la région concernée (**Tableau III.22**) doit être multiplié par la fonction de quantile correspondante (**Tableau III.23**) :

$$Q_{max}(F) = Q_{max} \times q(F)$$

Tableau III.23 : Valeurs du quantile pour chaque zone

q(F)	2	5	10	20	50	100	200	500
Zone I	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13	4.73	5.52
Zone II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Zone III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

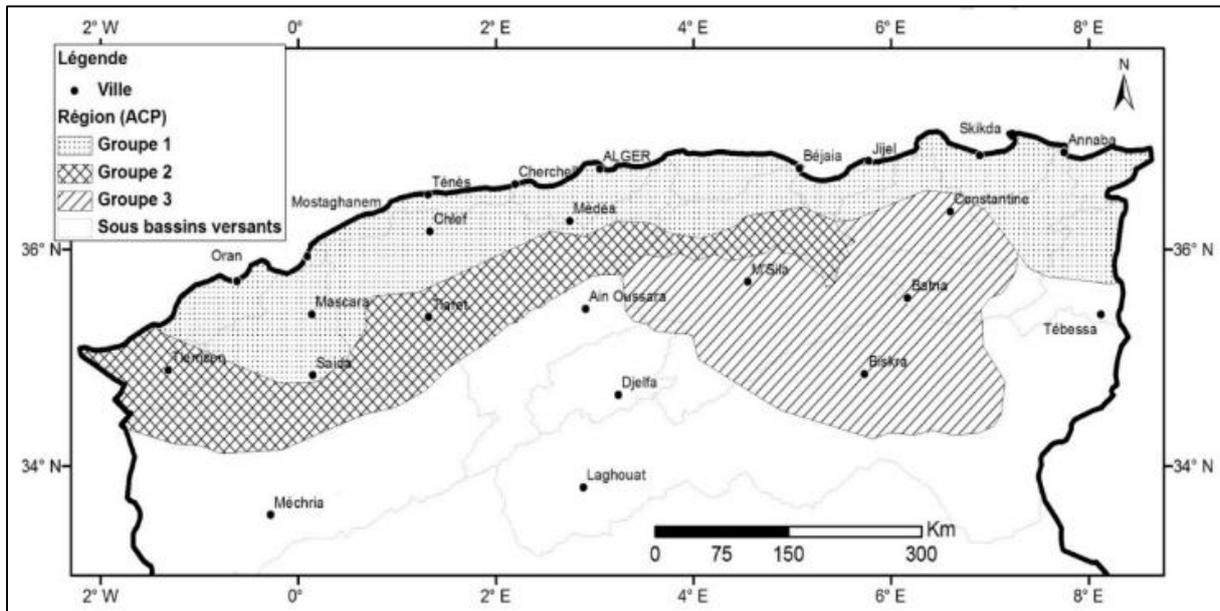


Figure III.13 : Limites géographiques des trois zones identifiées pour le calcul de débit maximum par Meddi et al., (2017)

Pour notre cas : notre zone d'étude se trouve dans **la zone I**, donc les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Résultats des débits de crue selon la méthode fréquentielle de Meddi & al. (2017)

Periode de retour	5	10	50	100
$Q_{\max}(F)$ (m ³ /s)	9.04	12.54	20.68	24.23

III.3.3 Méthode des formules empiriques

Dans cette méthode, on utilise des formules empiriques élaborées en fonction de la pluie et des caractéristiques physiques du bassin versant. Les méthodes largement utilisées en Algérie, sont présentées ci-après :

◆ **Formule de MALLET – GAUTHIER :**

L'énoncé de la formule de Maillet et Gauthier pour l'estimation de la crue de période de retour T est : (Coutagne, 1951)

$$Q_{\max.p\%} = 2K \times \log(1 + AP_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

K : constante comprise entre 1-3 on, prend habituellement (2) ;

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m ;

S : Surface du bassin versant en Km² ;

L : Longueur du talweg principale en Km ;

T : Période de retour ;

A : Paramètre du bassin versant qui varie entre 20 et 30 selon la région géographique pour notre région on prendra (A = 20).

◆ **Formule de TURAZZA :**

Cette formule est bien adaptée pour les cas des petits bassins et elle fait appel également au temps de concentration (T_c) car elle utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant (EMI, 1999) :

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

S : Surface du bassin versant km² ;

I_{tc} : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h calculé dans le tableau III.19 ;

C : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%.

Tableau III.25 : Valeurs du coefficient de ruissellement

Période de retour	2	5	10	20	50	100
C	0.5	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8

♦ **Formule de SOKOLOVSKY :**

Selon SOKOLOVSKY, la crue est considérée comme un débit max généré par une averse de courte durée correspondant au temps de concentration. Le temps de montée de la crue est donc pris égal au temps de concentration.

Le débit maximum est donné par la formule suivante :

$$Q_{max.p\%} = \frac{0.28 \times (P_{ct} - H_0) \times \alpha \times f \times S}{t_m = t_c}$$

S : Superficie du bassin [Km²] ;

t_c : Temps de concentration [h] ;

P_{ct} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration ;

H₀ : Perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀ = 7 mm. ;

α : Coefficient de ruissellement de la crue, il dépend de la période de retour et il varie entre (0.6-0.8) ;

f : Coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

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

♦ Pour S < 50 km², on a : γ = 2.

♦ Pour des bassins versants non boisés, sol peu perméable, on a : γ = 2 ; 2,5.

♦ Pour des bassins versant boisé, sol peu perméable, on a : γ = 3 ; 4.

Pour notre cas, on prend γ=2, car notre surface est inférieure à 50 km².

Donc : $f = \frac{12}{4+3 \times 2} = 1.2$

♦ **Formule de GIANDOTTI :**

La méthode de Giandotti est basée sur les lois de ruissellement en fonction des caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que du temps de concentration.

$$Q_{max.p\%} = \frac{C \times S \times P_{ct.p\%} \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}$$

S : Surface du bassin versant (km²) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (km) ;

H_{moy} : Altitude moyenne (m) ;

H_{min} : Altitude minimale (m) ;

$P_{tc, p\%}$: Lamé d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (mm) ;

C : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166 (on prend $C = 0.15$).

Tableau III.26 : Résultats de calculs des débits pour différentes périodes de retours en m^3/s

Bassin versant oued Safsaf				
Période T (ans)	5	10	50	100
Formule de MALLET-GAUTHIER	20.88	24.71	31.88	34.51
Formule de TURAZZA	28.98	36.37	54.46	63.42
Formule de SOKOLOVSKY	15.77	20.31	35.13	43.15
Formule de GIANDOTTI	21.54	24.96	43.15	35.36

III.3.4 Méthode Soil Conservation Service « SCS »

Le SCS-CN est une méthode conceptuelle développée en 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service), la méthode repose sur une caractérisation empirique de la relation pluie-débit. Les seules données nécessaires sont le type de sol et l'occupation du sol. Cette méthode est intégrée dans de nombreux modèles hydrologiques et d'érosion tels que SWAT (Arnold et al., 1996), HEC-HMS (US Army Corps of Engineers, 2011), AFFDEF (Montanari et al., 2004)... Cette méthode est applicable sur des bassins versants allant de 0.25 ha à 100 km².

Le principe de la méthode repose sur la supposition qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de la même période de retour.

Le choix de la durée de l'épisode pluvieux et du pas de temps de calcul lors de la transformation pluie-débit, dépend du « temps de réponse » ou « Lag » du bassin versant. Il s'agit du temps nécessaire entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme de crue qui en résulte, et comme on n'a pas de station hydrométrique sur nos oueds l'estimation du temps de réponse sera établi à partir d'une formule empirique en fonction du temps de concentration (T_c) selon la formule suivante :

$$Lag = 0.6 T_c$$

Selon SCS, l'Hydrogramme élémentaire résultant de la pluie pendant un pas de temps D (h) est considéré triangulaire par l'hypothèse :

$$\frac{1}{3T_c} < D < \frac{2}{3T_c}$$

Cet hydrogramme est caractérisé par :

- Q_p : Le débit de pointe ;
- T_p : Le temps à la pointe $T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$;
- T_b : Le temps de base $T_b = T_p + T_r$;
- T_r : Le temps de décrue de l'hydrogramme.

Le rapport entre T_r et T_p se présente sous forme de constante tel que :

$$T_r = 1.67 T_p$$

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes : la pluie effective (P_{eff}), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (I_a).

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

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a}$$

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

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

$$F = (P - I_a) - P_{eff}$$

A partir des deux dernières formules, on obtient :

$$P_{eff} = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

En se basant sur l'étude d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre I_a et S : $I_a = 0.2 S$

On obtient la relation :

$$P_{eff} = \frac{(P - 0.2 S)^2}{(P + 0.8 S)}$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P .

Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S , SCS a développé l'indice de ruissellement CN (runoff curve number). L'indice CN est relié au stockage S par la relation suivante :

$$CN = \frac{25400}{S + 254}$$

Le CN (Coefficient de Ruissellement) est déterminé principalement en tenant compte des types de sol et du couvert végétal dans le bassin versant. Le NRCS (Natural Resources

Conservation Service) a classé les sols en quatre catégories en fonction de leur potentiel d'infiltration.

Tableau III.27 : Classification des sols selon NRCS

Type de sol	Groupe
Sableux, limoneux-sableux	A
Limoneux	B
Sablo-argileux	C
Argileux, argileux limoneux, sol salin	D

(Source : USDA 1970)

Pour Notre zone d'étude elle est entièrement formée par un terrain des sablo-argileux donc il s'agit d'un sol de type C.

Pour un bassin versant composé de plusieurs classes d'occupation du sol et de type de sols, un CN composite doit être calculé par la formule :

$$CN_p = \frac{\sum A_i \times CN_i}{\sum A_i}$$

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

Tableau III.28 : CN selon le Type d'occupation de sol

Occupation de sol	Classe de sols			
	A	B	C	D
Terres agricoles	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Terrain nu	68	79	89	89
Zone urbaine	80	85	90	95

Source : USDA, SCS 1972

Vu la non disponibilité des cartes d'occupation du sol de plusieurs régions sur l'échelle nationale, nous avons pensé à produire une carte d'occupation du sol pour notre bassin versant avec un logiciel de SIG (**ArcGis Pro**) à partir des données de **Sentinel-2A**.

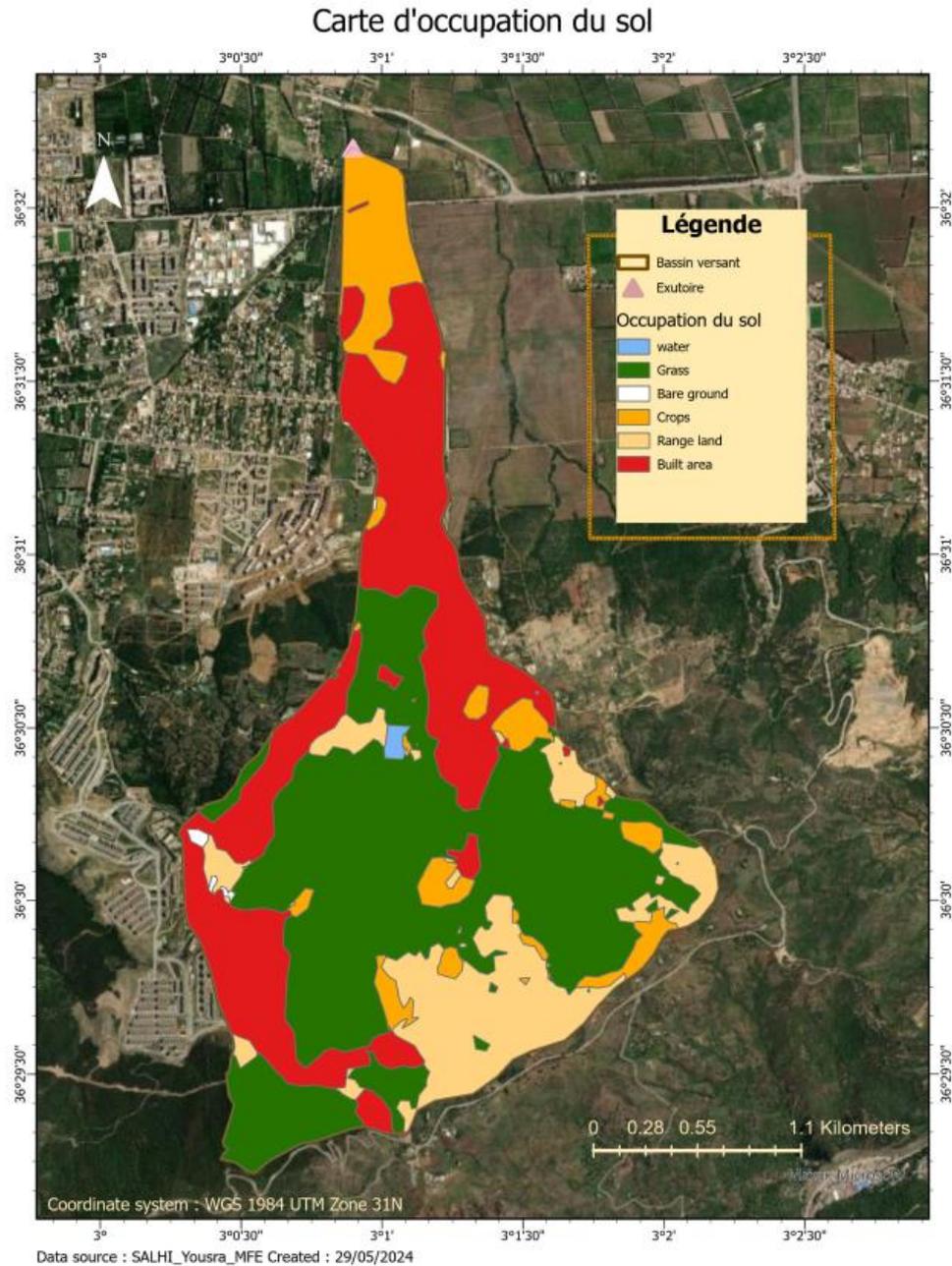


Figure III.14 : Carte d'occupation du sol du bassin versant Oued Safsaf

Les résultats d'occupation du sol sont représentés dans le tableau **III.29** :

Tableau III.29 : Occupation du sol et CN du bassin versant

Bassin versant	Occupation du sol (km ²)				CN pondéré	Surface imperméable (%)
	Zone urbaine	Terrain nu	Forêt	Terres agricoles		
Oued Safsaf	1.9	0.9	2.8	0.7	85	30.54

La Modélisations Hydrologique A L'aide Du Logiciel Hec-Hms

♦ *La Modélisation Hydrologique :*

Un modèle hydrologique, est un outil numérique de représentation de la relation pluie débit à l'échelle d'un bassin versant. Il permet de transformer des séries temporelles décrivant le climat d'un bassin versant donné en une série de débits.

Les types de la modélisation se présentent sous plusieurs approches :

- La modélisation à base physique : c'est la représentation des processus hydrologiques par les lois physiques, Cette approche exige la qualité et la représentativité des données. Elle permet d'identifier et d'expliquer les facteurs déterminants.
- La modélisation conceptuelle : c'est la reproduction des écoulements sans chercher à représenter les processus, Les modèles conceptuels considèrent généralement le bassin versant comme étant un ensemble de réservoirs interconnectés et simplifie au maximum la représentation du monde réel. Ce type de modélisation possède un nombre de paramètres réduit et une mise en œuvre facile.

De nombreux modèles hydrologiques ont été développés depuis la fin des années 1960. Le choix du type de modèle à utiliser dépend généralement de l'objectif de modélisation ainsi que des données d'entrées disponibles. (Perrin et al., 2003)

♦ *Présentation du modèle HEC-HMS :*

Le modèle hydrologique distribué HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) a été développé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) du « US Army Corps of Engineers ». C'est un système complet de modélisation hydrologique des bassins versants qui permet de simuler les processus pluie-débit, depuis les précipitations brutes jusqu'au débit total de ruissellement à un temps donné, ce logiciel offre plusieurs choix, il inclut en effet, la simulation de phénomènes classiques tels que l'infiltration et le ruissellement mais également l'évaporation et la fonte dans la neige. (US Army Corps of Engineers, 2016)

Le principe de la modélisation est basé sur deux fonctions principales qui sont :

- **La fonction de production** : permet de séparer la pluie nette (qui va ruisseler) de la pluie brute (qui est tombé).
- **La fonction de transfert** : permet de transférer cette pluie vers l'exutoire du bassin versant.

♦ *Les étapes de la modélisation sur le logiciel HEC-HMS :*

La modélisation avec le logiciel HEC-HMS passe par plusieurs étapes :

- La Création du modèle de bassin versant ;
- La Création du modèle météorologique ;
- La Création du modèle de contrôle des spécifications ;
- Le lancement de la simulation.

♦ *Les données d'entrées nécessaires à la simulation sur le logiciel HEC-HMS :*

Pour effectuer une simulation hydrologique à l'aide du logiciel HEC-HMS, plusieurs données d'entrée sont essentielles. Ces données permettent de caractériser le bassin versant et les conditions hydrologiques. Les principaux paramètres requis sont :

- ✓ la surface du bassin versant ;
- ✓ l'indice CN (curve number) ;
- ✓ temps de réponse (lag time) ;
- ✓ les pluies fréquentielles.

Tableau III.30 : Données d'entrées nécessaires à la simulation sur le logiciel HEC-HMS

Donnée	Unité	Valeur
Surface	Km ²	6.22
Indice CN	/	85
Lag time	min	20

Résultat de la simulation :

Pour notre étude, la simulation du processus hydrologique a été faite pour une période de retour de 5 ans jusqu'à 100 ans.

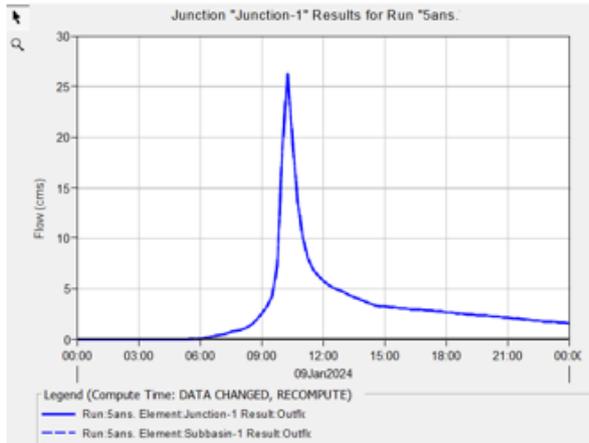
Les résultats de simulation obtenus après l'application du modèle de perte par infiltration SCS CN et la méthode de transfert de l'hydrogramme unitaire de SCS sont ci-dessous :

Tableau III.31 : Résultats de simulation pour chaque période de retour

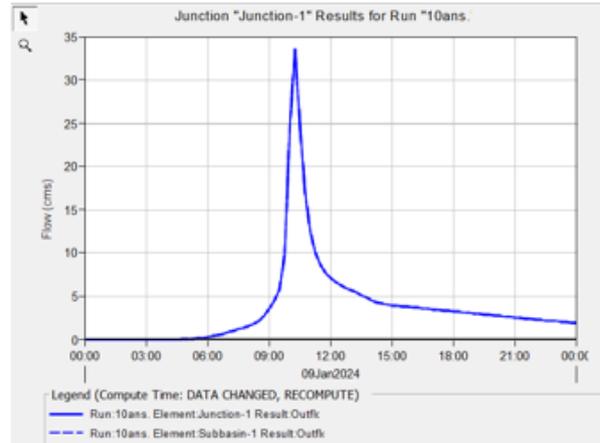
Période de retour (T)	Temps de pic (h)	Surface drainée (km ²)	Débit de pointe (m ³ /s)	Volume (mm)
5	10 :15	6.22	26.4	40,03
10	10 :15		33.7	50.43
50	10 :15		50.2	74.03
100	12 :15		88	101

Hydrogramme de crue :

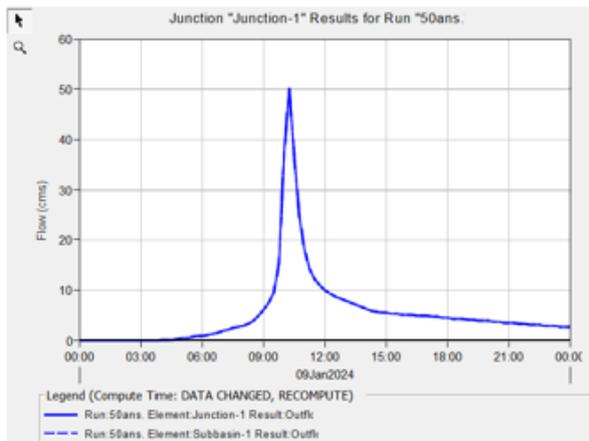
La Figure III.15 illustre les hydrogrammes de crue à l'exutoire de l'oued Safsaf pour les différentes périodes de retour.



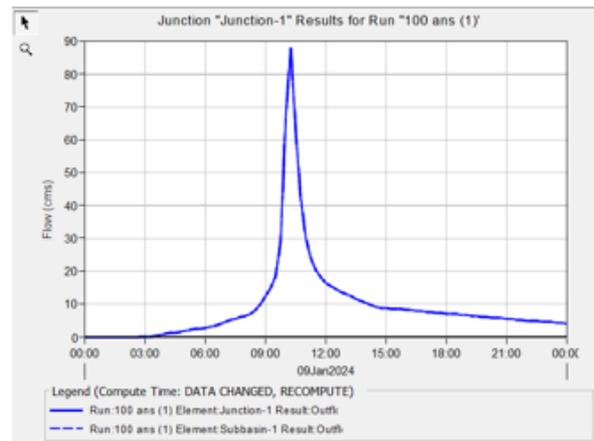
Hydrogramme de crue pour T=5ans



Hydrogramme de crue pour T=10ans



Hydrogramme de crue pour T=50ans



Hydrogramme de crue pour T=100ans

Figure III.15 : Hydrogrammes de crue pour chaque période de retour pour le bassin versant Oued Safsaf

III.3.5 Discussion des Résultats

Le tableau suivant montre les débits qui en résultent de chaque approche pour les différentes périodes de retour :

Tableau III.32 : Résultats des débits selon les quatre méthodes

Bassin versant Oued Safsaf				
Période de retour (ans)	5	10	50	100
Gradex	-	7.7	10.85	12.22
Meddi	9.02	12.54	20.68	24.19
Formule de MALLET-GAUTHIER	20.88	24.71	31.88	34.51
Formule de TURAZZA	28.98	36.37	54.46	63.42
Formule de SOKOLOVSKY	15.77	20.31	35.13	43.15
Formule de GIANDOTTI	21.54	24.96	43.15	35.36
Méthode SCS-CN	26.4	33.7	50.2	88

Quand on ne dispose pas de données de mesures fiables, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats représentatifs sur lesquels on va se baser pour concevoir des aménagements pluviaux.

Dans l'analyse des débits du bassin versant Oued Safsaf, les différentes méthodes employées présentent une variabilité significative des résultats, reflétant la complexité inhérente à l'estimation hydrologique. Les méthodes Gradex et Meddi fournissent systématiquement les estimations les plus basses, ce qui pourrait sous-estimer les risques potentiels. À l'opposé, la méthode SCS-CN produit les valeurs les plus élevées, particulièrement pour les périodes de retour longues, suggérant une approche plus conservatrice. Les formules de MAILLET-GAUTHIER, TURAZZA, SOKOLOVSKY et GIANDOTTI offrent des résultats intermédiaires relativement cohérents entre eux, ce qui suggère une convergence relative des estimations.

D'autre part, la méthode SCS-CN prend en considération plusieurs paramètres comme le type de sol, l'infiltration et l'occupation du sol et la transformation pluie-débit selon les caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant. Donc, on opte pour les résultats de la méthode SCS-CN pour le reste de notre étude.

III.4 Transport solide :

Le transport des matières solides en suspension est un phénomène qui a nécessité d'énormes efforts de la part des nations pour lutter contre la dégradation des terres arables, l'envasement des barrages et les effets dévastateurs des cycles d'inondation et de désertification qu'il peut engendrer (De Ploey et al., 1991, cité dans Bouguerra et al., 2016).

En Algérie, le transport solide dans les cours d'eau est particulièrement élevé, mais il est mal quantifié dans certains oueds en raison de l'absence de données sur la concentration en

particules fines et du manque de stations de jaugeage disponibles (**Bouchelkia & Remini, 2003**).

Méthode d'estimation au Nord Algérien :

$$D_s = 328.624Q^{-0.234}S^{-0.197}$$

Avec :

D_s : Transport solide en (T/Km²/an) ;

Q: Débit maximum (m³/s);

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

A.N : T_a = **80.41** t/km²/an.

Conclusion

L'étude hydrologique représente l'étape la plus importante et la plus délicate dans une étude de protection contre les inondations. La détermination des débits de pointe constitue le fondement essentiel sur lequel repose l'ensemble de la modélisation hydraulique des cours d'eau. Cette analyse permet non seulement de prévoir les inondations avec précision, mais également d'orienter le choix des aménagements de protection les plus appropriés, tout en évaluant leurs coûts de mise en œuvre. Au terme de ce chapitre, plusieurs conclusions significatives se dégagent :

- L'étude hydromorphologique du bassin versant montre que notre bassin est d'une forme allongée, caractérisé par un relief assez fort et un temps de concentration faible, ce qui favorise plus les crues ;
- Le débit de crues a été estimé à 88 m³/s, ce débit a été établi par application de la méthode de SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS pour une période de retour centennale à l'exutoire d'Oued Safsaf ;
- Le transport solide est estimé à 80.41 t/km².an.

La prochaine étape sera la localisation des zones inondables et l'étude hydraulique, qui nous permettent de dimensionner les ouvrages de protection de la ville nouvelle de Bouinane et les habitants de Hassainia.

CHAPITRE IV

Etude hydraulique

IV CHAPITRE 4

ETUDE HYDRAULIQUE

Introduction

Dans cette partie de l'étude, notre objectif est de définir l'enveloppe des zones inondables pour la crue de période de retour 100 ans en exploitant les résultats obtenus en étude hydrologique. En outre, On s'intéresse aux conditions d'écoulements sur tous les secteurs à enjeux et les zones jouant un rôle important dans la propagation des crues. Pour ceci, on a prévu une modélisation 1D sous HEC Ras.

IV.1 Généralités

IV.1.1 Écoulement à surface libre

Il s'agit d'un flux de liquide où la surface en contact avec l'air est exposée à la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement est généré par la force de gravité due à une pente existante. L'hydraulique fluviale, une branche de l'hydraulique, étudie les écoulements dans les canaux naturels et artificiels où la surface libre est influencée par la pression atmosphérique et peut varier en forme, entraînant des changements potentiels dans la section transversale, la masse liquide et les dimensions.

IV.1.2 Types d'écoulement

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

a) Variabilité dans le temps

1) Écoulement permanent :

On dit un écoulement est permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent constants dans le temps et en direction. Autrement dit :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{dQ}{dt} = 0$$

2) Écoulement non permanent :

On dit qu'un écoulement est non permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur varient dans le temps et en direction. Autrement dit :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq 0$$

b) Variabilité dans l'espace

1) *Écoulement uniforme* :

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{di}{dx} = 0$$

2) *Écoulement non uniforme* :

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq 0$$

3) *Écoulement non uniforme graduellement varié* :

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur, alors $\frac{\Delta h}{x} \ll 1$

4) *Écoulement non uniforme rapidement varié* :

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction de l'écoulement est très importante, l'écoulement peut devenir rapidement varié, surtout à l'approche d'une singularité ou en présence d'un ressaut hydraulique.

IV.1.3 Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluvial et écoulement torrentiel. La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur (**Graf et Altinakar, 1993**).

$$Fr = \frac{V}{g \times H}$$

Tel que :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- H : Profondeur ou tirant d'eau (m).
- g : Accélération gravitationnelle.

Lorsque :

- $Fr > 1 \Rightarrow$ Régime torrentiel.
- $Fr < 1 \Rightarrow$ Régime fluvial.
- $Fr = 1 \Rightarrow$ Régime critique.

Le nombre de Reynolds :

Le nombre de Reynolds, un paramètre adimensionnel crucial dans l'étude hydraulique des canaux, représente la proportion entre les forces d'inertie et les forces de frottement.

$$Re = \frac{V \times L}{\nu}$$

Avec :

- L : Longueur géométrique.
- V : Vitesse d'écoulement.
- ν : viscosité dynamique.

Lorsque :

- **Re < 500** ⇒ Régime d'écoulement laminaire.
- **Re < 2000** ⇒ Régime d'écoulement turbulent.
- **500 < Re < 2000** ⇒ Régime d'écoulement de transition.

IV.2 Modélisation du cours d'eau non Aménagé

IV.2.1 Modélisation de l'écoulement

IV.2.1.1 Présentation du HEC-Ras

HEC-RAS, ou *Hydrologic Engineering Center's River Analysis System* (Système d'Analyse des Rivières du Centre d'Ingénierie Hydrologique), est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables et se préparer aux multiples scénarios.

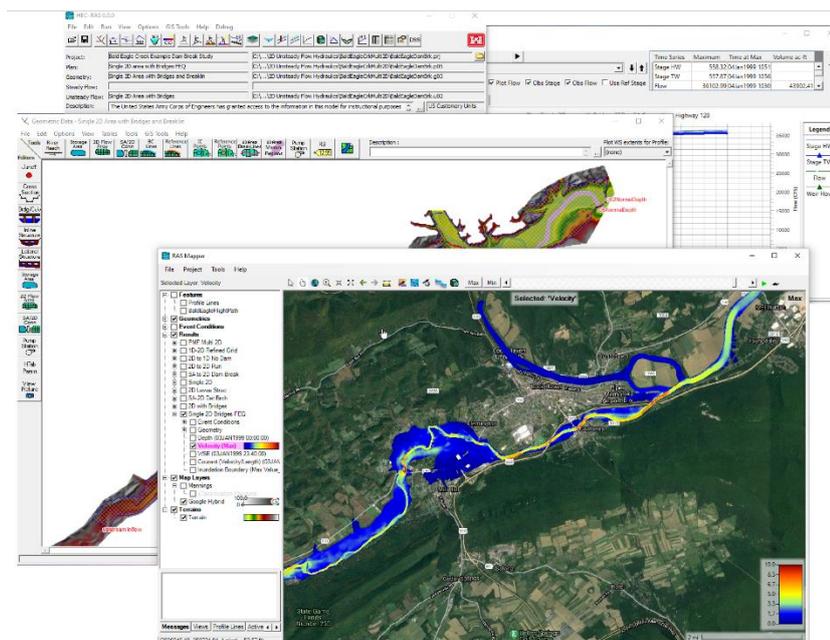


Figure IV.1 : Logiciel HEC-RAS 6.5 de Hydrologic Engineering Center

IV.2.1.2 Caractéristiques du modèle

La procédure de base de calcul du logiciel HEC-RAS pour les écoulements permanents et non permanents repose sur la solution des équations de Saint-Venant en une dimension (équation de l'énergie unidimensionnelle), en utilisant la méthode des différences finies. Les pertes sont évaluées à l'aide de la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et des formules de contraction/expansion de l'écoulement.

Pour les situations rapidement variées, telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements près des ponts, et les confluences de rivières, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. En cas d'écoulements débordants, la section totale est subdivisée en sous-sections homogènes en termes de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_i est calculé selon la méthode des canaux divisés ("*Divided Channel Method*") à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

HEC-RAS permet également de modéliser le transport de sédiments dans les rivières, les études de qualité des eaux, etc. Il est utilisé pour la simulation des crues, la gestion des retenues d'eau, l'étude du transport de sédiments en rivière, le transport des polluants, et d'autres applications similaires (Gary, 2010).

IV.2.1.3 Démarche de la simulation

En HEC-RAS, un ensemble des étapes et de fichiers sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau.

- **La 1^{ère} étape :** la Construction d'un modèle géométrique de l'oued en se basant sur un modèle numérique de terrain (MNT) à l'aide d'AutoCAD Civil 3D, car il est important de noter que le levé topographique fourni par le bureau d'étude n'était pas suffisant, ce qui nous a poussé à utiliser le logiciel Global Mapper pour télécharger une carte d'élévation (Modèle d'élévation numérique - DEM) de la base de données gratuite ASTER GDEM Worldwide Elevation. Puis, nous avons utilisé AutoCAD Civil 3D pour régénérer le profile de l'oued et tracer les sections en travers. Ensuite, nous avons créé un fichier d'extension (.geo) qui sera exporté vers HEC-RAS.

Lors du dessin des sections en travers, on doit veiller à respecter les règles suivantes :

1. Les profils doivent être perpendiculaires à la direction d'écoulement des eaux, dans le lit majeur.
2. Ils ne doivent pas se croiser.
3. Ils doivent recouper toute la plaine d'inondation.
4. Ils doivent encadrer les ouvrages structurants du cours d'eau (ponts, culées, seuils. . .).

En respectant ces règles nous avons obtenu le résultat des profils en travers (cross-sections) illustré dans la figure IV.2.

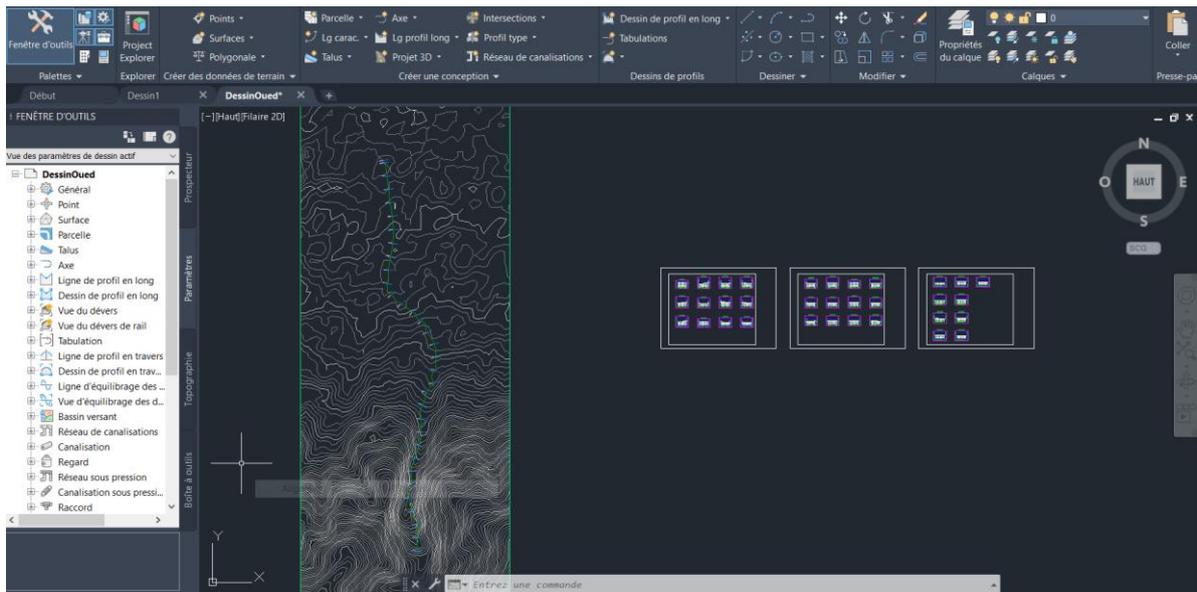


Figure IV.2 : Création des profils en travers sur AutoCAD Civil 3D

- **La 2^{ème} étape** : la création d'un nouveau projet HEC RAS, le fichier Projet contient le titre et la description du projet, le système d'unité utilisé et les liens vers tous les fichiers qui lui sont associés.
- **La 3^{ème} étape** : Créer un nouveau fichier de géométrie et importer les sections transversales dans le projet. Ce fichier doit contenir toutes les informations géométriques relatives au cours d'eau analysé, notamment : le schéma arborescent, les sections transversales, la distance entre chaque section, les coefficients de Manning pour chaque section ou tronçon et les ouvrages présents sur le chenal de l'Oued (ponts, ponceaux...etc.).
Après quelques rectifications de sections on a obtenu ceci :

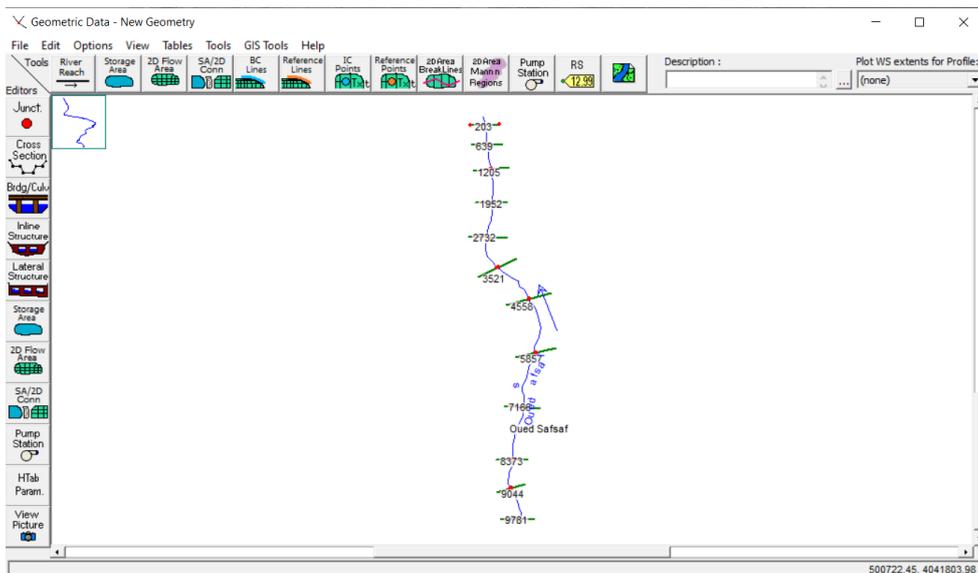


Figure IV.3 : Importation des données géométriques sur HEC-RAS

Pour le choix de coefficient de Manning, Il est envisageable de caractériser trois distinctes zones de rugosité : le lit mineur ainsi que les deux côtés du lit majeur. En se basant sur la forme de l'oued, les matériaux du lit, l'état de la végétation et du lit majeur...etc., on a choisi un coefficient de Manning de 0.035 pour les deux berges et 0.030 pour le lit de l'oued.

Les valeurs des coefficients de rugosité de Manning sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Valeurs des coefficients de rugosité de Manning (Open Channel Hydraulics – V.T. Chow 1959)

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
<i>A. Natural Streams</i>			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
2. Flood Plains			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas	0.020	0.030	0.040
1. No crop	0.025	0.035	0.045
2. Mature row crops	0.030	0.040	0.050
3. Mature field crops			
c. Brush	0.035	0.050	0.070
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.060
2. Light brush and trees, in winter	0.040	0.060	0.080
3. Light brush and trees, in summer	0.045	0.070	0.110
4. Medium to dense brush, in winter	0.070	0.100	0.160
5. Medium to dense brush, in summer			
d. Trees	0.030	0.040	0.050
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.050	0.060	0.080
2. Same as above, but heavy sprouts	0.080	0.100	0.120
3. Heavy stand of timber, few down trees, little			

- **La 4^{ème} étape** : la création du fichier « Flow » ou bien Débit, il est utilisé pour simuler les écoulements permanents. Cette étape consiste à introduire les débits ainsi que toutes les conditions aux limites requises pour permettre l'exécution du calcul des profils de la surface de l'eau le long de chaque section du système fluvial. Les conditions aux limites revêtent une importance cruciale dans la modélisation hydraulique. En effet, dans le contexte d'un écoulement permanent, il est impératif d'établir les conditions limites amont et aval, afin de fixer les élévations de la surface de l'eau aux extrémités de chaque tronçon du cours d'eau. C'est seulement à ce moment que HEC-RAS peut entamer ses calculs hydrauliques.

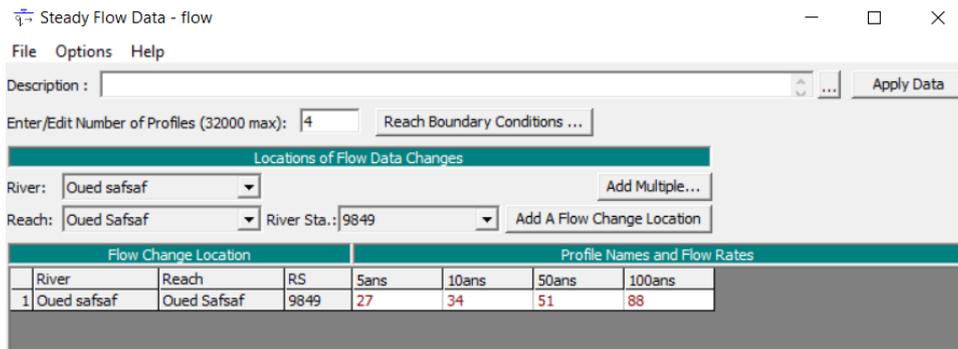


Figure IV.4 : Introduction des débits de différentes périodes de retour

- **La 5^{ème} étape :** la création du fichier plan qui contient les références aux fichiers géométrie et Débit associés à ce plan. Le concept de Plan permet ainsi de simuler différentes combinaisons de Géométrie et de Débit qui peuvent être nécessaires dans le cadre d'une étude hydraulique. Il est possible de modéliser 99 Plans par projet.

- **La 6^{ème} étape :** l'exécution de la simulation et la création du fichier « Run », ce fichier est automatiquement créé par HEC-RAS lorsqu'une simulation est lancée. Nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcul. Nous déclenchons la simulation dans notre exemple en supposant un régime mixte.

IV.2.2 Résultat de la simulation

Les résultats de la simulation avec HEC-RAS offrent une compréhension précise de l'écoulement constant dans un système fluvial ou hydraulique spécifique. Cette simulation d'analyser en détail la répartition des vitesses, des niveaux d'eau et des débits à travers le réseau hydrographique, ce qui nous permet de prévoir les risques d'inondations.

IV.2.2.1 Profil en long :

La ligne d'eau représente une vue en profil du tronçon d'étude avec le niveau et la surface d'eau de l'Oued ainsi que le niveau d'eau correspondant à la période de retour centennale.

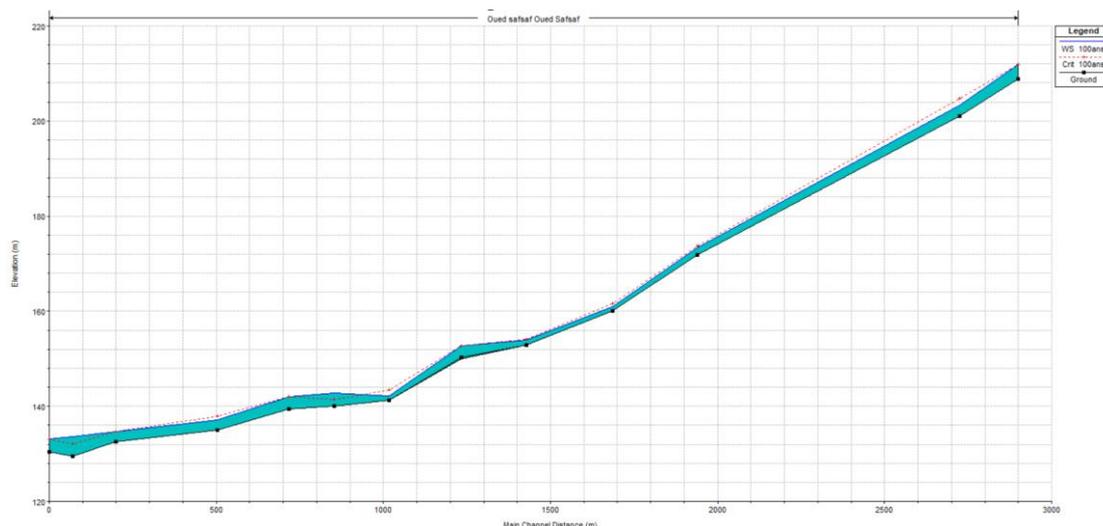


Figure IV.5 : Profil en long du cours d'eau à l'état naturel pour une crue centennale

IV.2.2.2 Reconstitution de la courbe de tarage :

HEC-RAS a permis de générer une représentation de l'évolution de la hauteur d'eau le long du cours d'eau en (m) en fonction du débit en (m³/s).

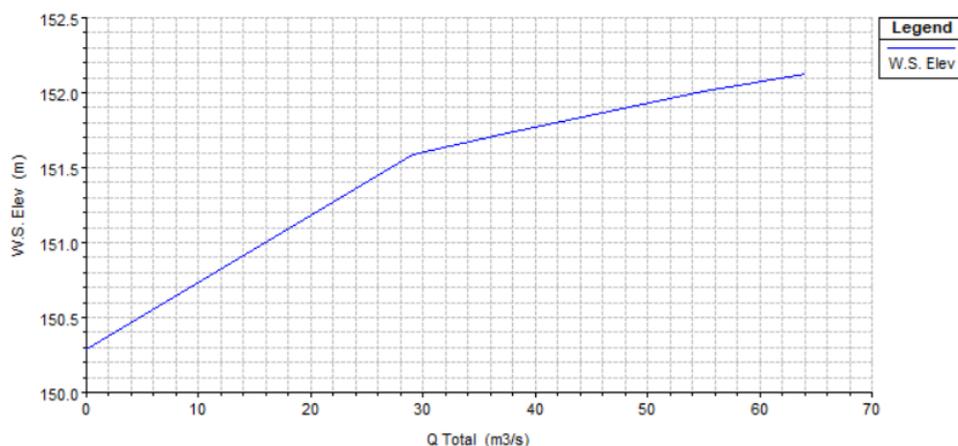


Figure IV.6 : Courbe de tarage

IV.2.2.3 Les profils en travers :

Une option graphique intéressante est accessible via le bouton « View Cross sections » ou bien voir les profils en travers. Cette option d'affichage des résultats par profil transversal permet d'obtenir le maximum de détails à chaque point choisi le long du tracé du cours d'eau.

Les figures suivantes montrent les différents profils en travers des tronçons de l'Oued :

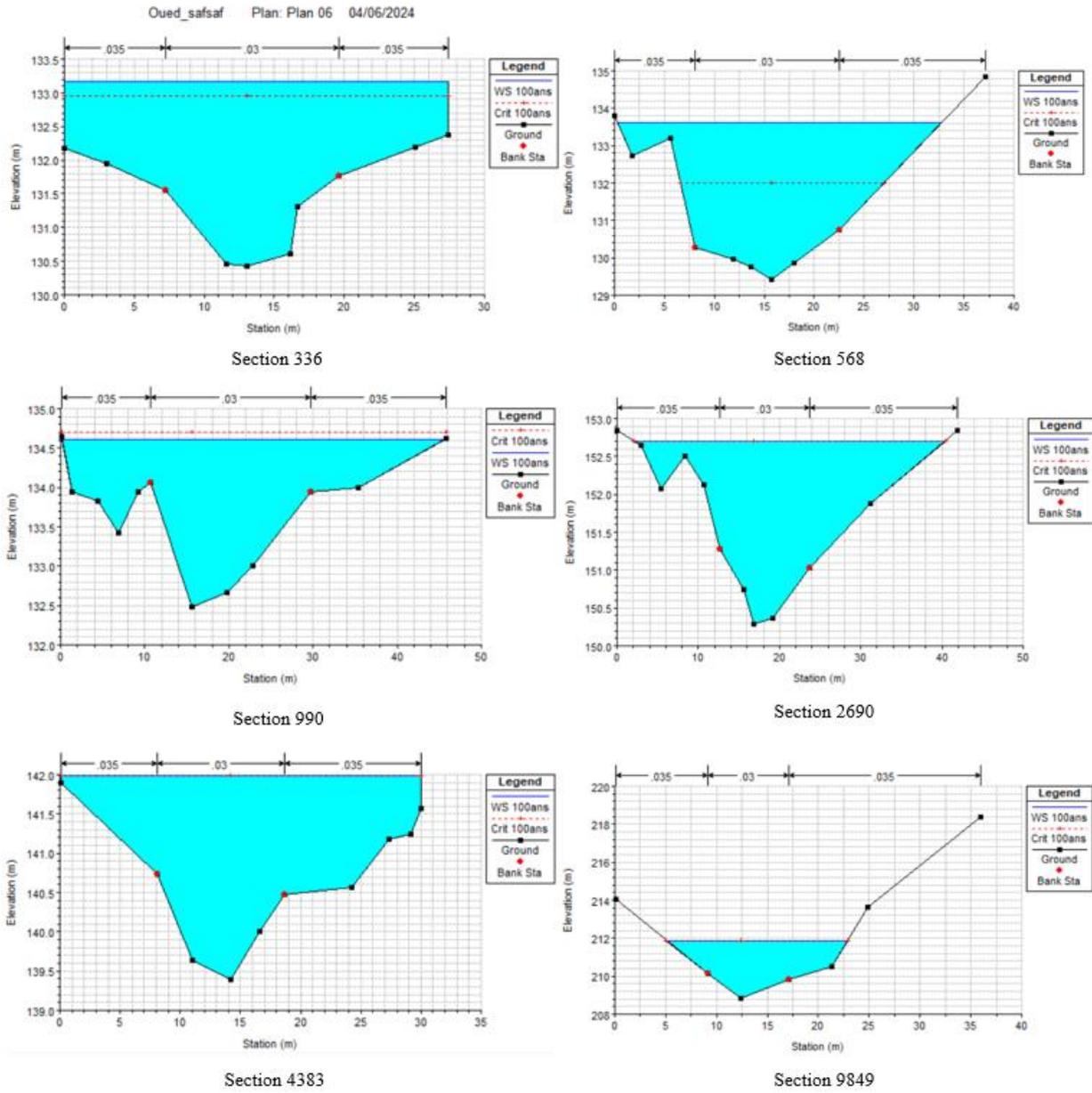


Figure IV.7 : Sections en travers

IV.2.2.4 Variation de la vitesse d'écoulement :

La Figure IV.8 représente la variation de la vitesse totale d'écoulement des eaux pour chaque période de retour en fonction de la distance à partir de l'exutoire.

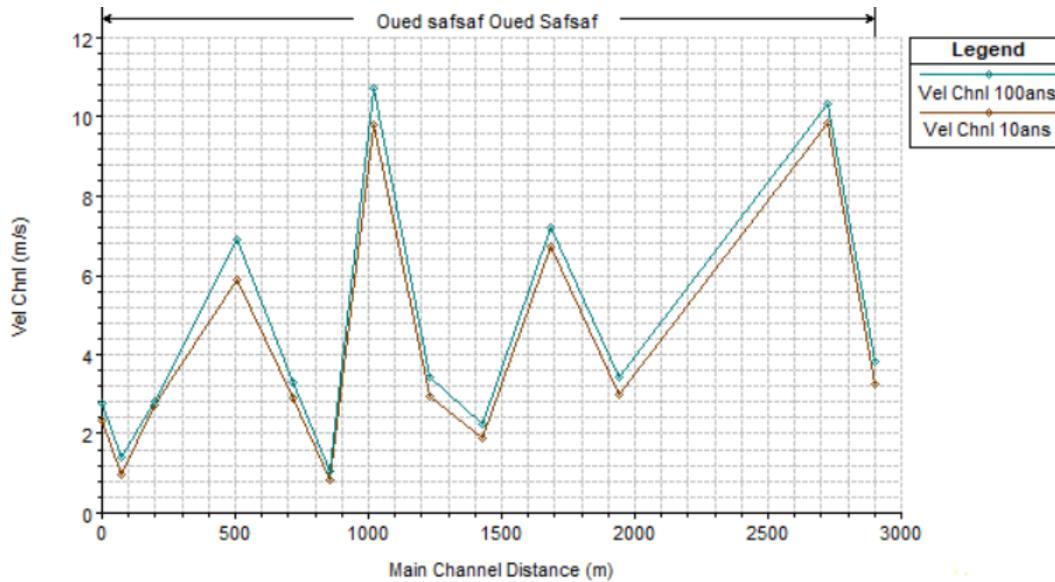


Figure IV.8 : Variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la distance

Le logiciel HEC-RAS donne des tableaux récapitulatifs contenant les paramètres hydrauliques pour les différentes sections en travers à la fois. Le tableau suivant résume les résultats de la simulation d'oued Safsaf avec le débit centennal $Q_{100 \text{ ans}}$.

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

River station	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 (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
9849	208.82	211.15	211.15	211.8	0.006635	3.84	19.48	15.31	0.92
9276	200.98	202.66	203.78	208.11	0.163902	10.34	6.19	7.36	3.6
6703	171.78	172.98	173.12	173.58	0.01893	3.43	18.68	27.61	1.33
5870	160	160.61	161.17	163.25	0.132143	7.2	8.89	18.76	3.34
5026	152.88	153.76	153.66	154.01	0.006922	2.24	28.56	37.68	0.82
4383	150.29	152.13	152.13	152.66	0.006636	3.43	22.24	23.98	0.91
3675	141.3	141.86	142.71	147.73	0.328172	10.73	5.96	14	3.25
3136	140	142	140.92	142.06	0.000508	1.04	61.76	35.22	0.25
2690	139.39	141.38	141.38	141.85	0.005932	3.29	23.91	25.88	0.86
1990	135.04	136.51	137.17	138.87	0.046246	6.89	9.85	13.67	2.24
990	132.48	134.2	134.2	134.57	0.006597	2.82	26.07	37.79	0.87
568	129.41	132.87	131.26	132.96	0.000434	1.39	52.35	25.47	0.26
338	130.43	132.52	132.4	132.86	0.004002	2.78	27.65	27.43	0.71

Avec :

- Min Ch. El : Altitude du radier du canal (m).
- W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé (m).
- Crit W.S : Altitude du plan d'eau critique (m).
- E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie (m).
- E.G Slope : Pente de la ligne d'énergie (m/m).
- Vel Ch : Vitesse d'écoulement (m/s).
- Flow Area : Section mouillée (m²).
- Top Width : Largeur au miroir (m).
- Froude # Chl : Nombre de Froude.

Interprétation :

Nous observons que, d'après le niveau d'eau dans la plupart des sections transversales de l'oued naturel, il est inondé sur une grande partie de sa longueur. Cela se constate par la variation des paramètres suivants :

1. La vitesse d'écoulement varie de 1,04 à 10,73 m/s.
2. La hauteur d'eau fluctue entre 0,35 et 6,8 m.
3. La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued est confirmée par les valeurs du nombre de Froude, qui varient de 0,25 à 3,34.

IV.3 Les zones inondables :

Grâce aux simulations réalisées avec HEC-RAS, nous disposons désormais de profils d'inondation qui nous permettront de délimiter les zones susceptibles d'être inondées. Pour affiner notre analyse, nous devons connaître les hauteurs d'eau précises en différents points de l'oued.

IV.3.1 Carte des profondeurs

La caractérisation d'une inondation repose principalement sur deux facteurs : son étendue et sa profondeur. Pour déterminer ces paramètres avec précision, on utilise des modèles hydrauliques qui reproduisent numériquement la topographie des lits mineurs et majeurs des cours d'eau.

On classe les submersions en trois catégories selon leur profondeur :

1. **Submersion faible** : profondeur inférieure à 0,5 mètre ;
2. **Submersion moyenne** : profondeur comprise entre 0,5 et 1 mètre ;
3. **Submersion élevée** : profondeur supérieure à 1 mètre (**Graguid, 2011**).

Pour l'Oued Safsaf, la délimitation des zones inondables a été réalisée à l'aide du module RAS MAPPER du logiciel HEC-RAS. Cet outil nous a permis de générer une carte détaillée

des profondeurs d'inondation le long du cours d'eau, offrant ainsi une visualisation claire des zones à risque et de l'intensité de la submersion dans chaque secteur.

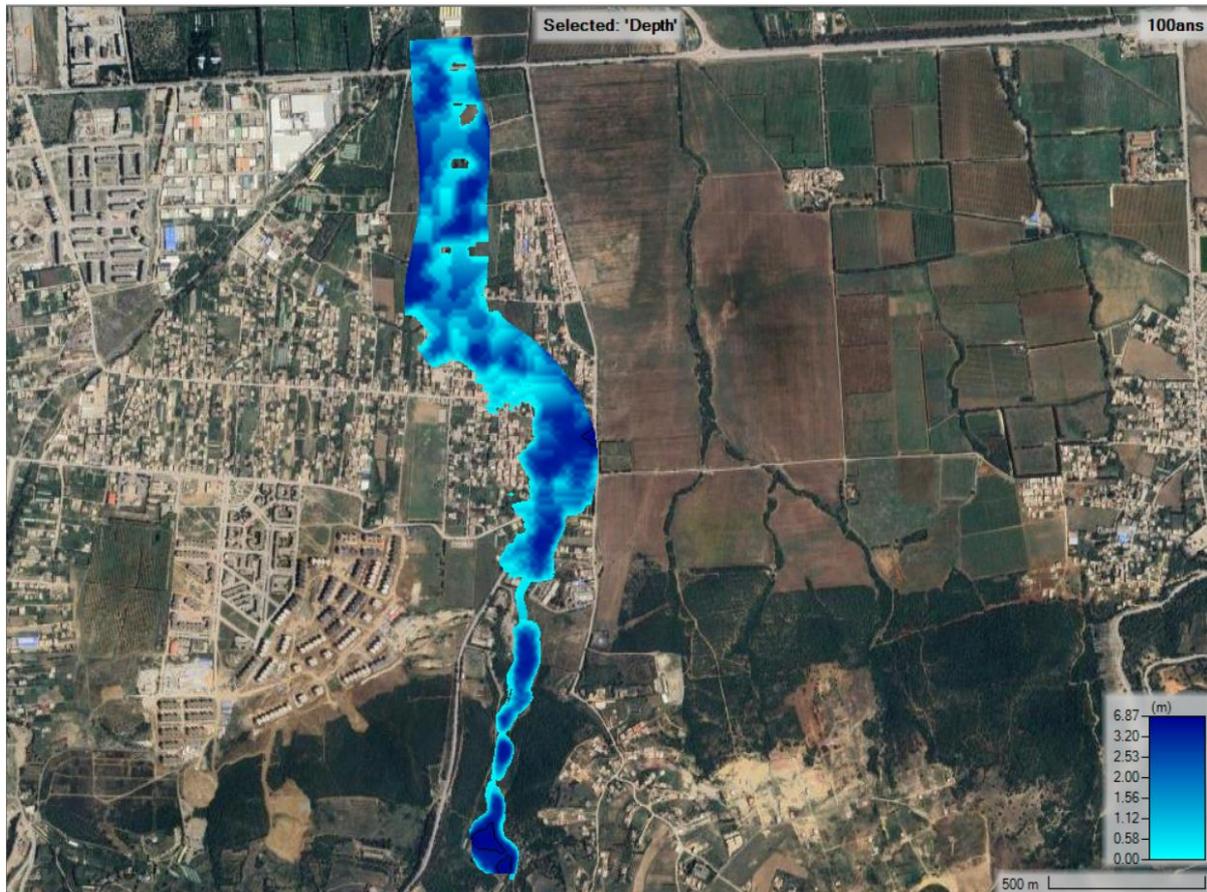


Figure IV.9 : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans

Interprétation :

L'analyse de la carte de profondeur d'eau générée a permis de constater que les hauteurs d'eau varient considérablement allant d'un minimum de 0.35 m à son maximum de 6.9 m. La zone à risque fort de submersion comprend plusieurs zones habitées de Hassainia.

IV.3.2 Carte des vitesses d'écoulement

Les vitesses d'écoulement de l'eau sont catégorisées en trois classes distinctes selon leur intensité :

1. Vitesse faible : caractérisée par un écoulement inférieur à 0,2 m/s
2. Vitesse modérée : comprise entre 0,2 m/s et 0,5 m/s
3. Vitesse forte : supérieure à 0,5 m/s

Cette classification permet d'évaluer rapidement l'intensité de l'écoulement et ses potentiels impacts sur l'environnement et les structures.

La carte des vitesses d'écoulement est représentée par la figure IV.10 :

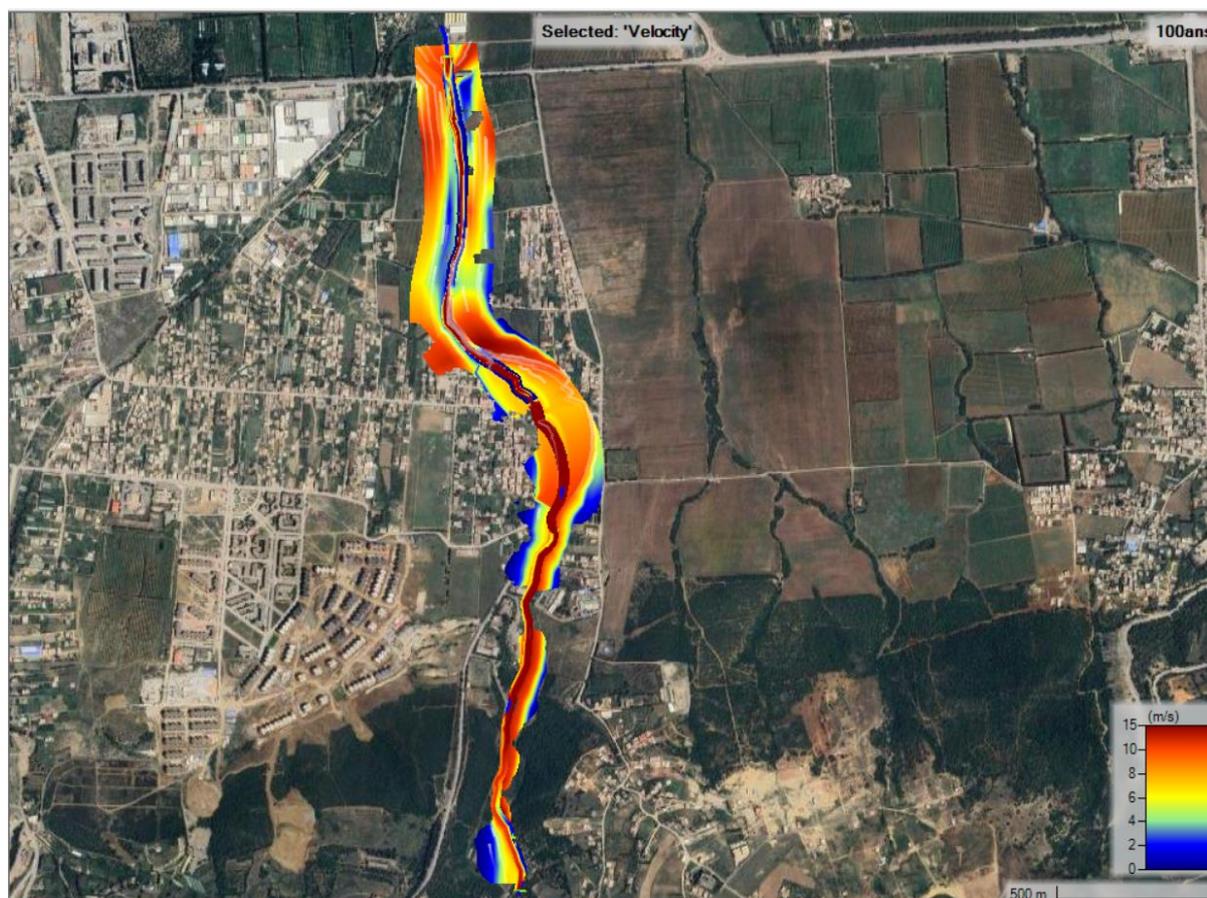


Figure IV.10 : Carte des vitesses d'écoulement pour la période de retour 100 ans

Interprétation :

D'après cette illustration, on voit clairement la variation de la vitesse d'écoulement tout au long du cours d'eau naturel, on note le maximum des vitesses le long de l'axe de l'oued. La vitesse d'écoulement varie entre 1.04 et 10.73 m/s.

IV.3.3 Classes d'aléa :

La quantification des aléas liés aux inondations peut être combinée en croisant deux facteurs: la vitesse d'écoulement et la hauteur de submersion.

Trois zones de danger clairement identifiables sont définies, chacune ayant des limites distinctes et des couleurs différentes :

❖ Zone à haut risque (couleur rouge) :

Correspondant à la partie du territoire où le danger est fréquent et grave à la sécurité des personnes en raison du niveau de l'eau (profondeur, $h \geq 1$ m), de la vitesse d'écoulement ($V \geq 0.5$ m/s) ou d'une combinaison des deux ($hV \geq 0,5$ m²/s). Il peut également inclure d'autres

phénomènes liés aux inondations (sédiments transportés charge, glissements de terrain, tuyauterie, érosion, dépôt) qui peuvent produire des effets dommageables ;

❖ **Zone à risque moyen (couleur orange) :**

Correspondant à une zone de terrain sujette aux inondations fréquentes, mais avec des profondeurs et des vitesses qui ne représentent pas un danger pour la vie humaine ($0.5 < h < 1$ mètre et $0.2 \text{ m/s} < V < 0.5 \text{ m/s}$) ;

❖ **Zones à faible risque (couleur jaune) :**

Correspondant à une section du territoire où les inondations sont uniquement extraordinaires, à faibles fréquences (avec des périodes de retour de 500 ans ou plus), et où les profondeurs et vitesses sont très faibles, ne présentant pas de danger pour la population ($h < 0.5\text{m}$ et $V < 0.2 \text{ m/s}$).

Le tableau **IV.3** résume les critères d'évaluation de l'aléa inondation.

Tableau IV.3 : Critères d'évaluation de l'aléa inondation (Source : Cartographie aléas ruisseau du Frayol Sagege 26/01/2016)

Vitesse Hauteur	Faible $V < 0.2 \text{ m/s}$	Moyenne $0.2 \text{ m/s} < V < 0.5 \text{ m/s}$	Forte $V > 0.5 \text{ m/s}$
Faible $h < 0.5 \text{ m}$	Faible	Moyen	Fort
Moyenne $0.5 \text{ m} < h < 1 \text{ m}$	Moyen	Moyen	Fort
Forte $h > 1 \text{ m}$	Fort	Fort	Fort

La cartographie de l'aléa d'inondation pour notre zone d'étude est représentée dans la figure suivante :



Figure IV.11 : Carte de l'aléa pour la crue centennale

Interprétation :

La corrélation entre la carte des aléas d'inondations et la carte des vitesses d'eau est notable. Les zones à risque élevé correspondent souvent aux secteurs où les vitesses d'écoulement sont les plus importantes. Cela indique une convergence des aléas hydrologiques et des dynamiques d'écoulement, mettant en évidence des zones critiques qui nécessitent une attention particulière en matière de prévention des inondations.

Conclusion

La simulation hydraulique et la cartographie des zones inondables constituent une étape clé dans la démarche d'aménagement de l'oued. Elles permettent de mieux comprendre le fonctionnement du cours d'eau et d'orienter les choix d'aménagement pour une gestion durable et efficace des risques d'inondation.

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le comportement de notre zone d'étude selon une crue centennale et localisé les différentes zones inondables à l'aide du logiciel HEC-RAS. Cela nous a permis d'élaborer les cartes des profondeurs et des vitesses, qui nous ont permis de déterminer la profondeur d'eau et sa vitesse à différents emplacements.

La cartographie du risque, nous a également permis de conclure que la zone que nous tenons à protéger est une zone à aléa fort à moyen. De ce fait, il est impératif de procéder à l'aménagement de l'oued pour protéger les personnes, les biens et l'environnement.

Chapitre V

Etude des variantes d'aménagement

V CHAPITRE 5

ETUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Introduction

Ce chapitre se propose d'explorer les différentes options d'aménagement visant à concilier la protection contre les crues, la préservation de l'environnement et l'intégration harmonieuse du cours d'eau dans le tissu urbain.

Dans un contexte où les enjeux hydrauliques, environnementaux et socio-économiques s'entremêlent, il est crucial d'adopter une approche intégrée pour l'aménagement de l'Oued Safsaf. Nous examinerons ici diverses variantes d'aménagement, en mettant l'accent sur la recherche d'un équilibre optimal entre l'efficacité technique et la préservation de l'écosystème fluvial.

V.1 Différents types d'aménagement :

Les dispositifs de prévention des inondations sont des infrastructures qui permettent de prévenir les débordements près des enjeux (humains, économiques, etc...). Dans le but de prévenir les problèmes d'inondation lors des périodes de crues, il existe deux options de protection, appelées protections directes et indirectes, en fonction du type de problème à traiter :

V.1.1 Protection directe (Rapprochée)

La protection directe consiste en un ensemble d'interventions réalisées directement sur le cours d'eau ou à proximité immédiate, afin de réduire sa vulnérabilité face aux inondations, par la mise en œuvre de ces actions :

◆ Curage

Grâce au curage, les obstacles et les sédiments qui entravent le libre écoulement des eaux sont retirés. Cette opération permet d'augmenter la capacité d'écoulement du cours d'eau. Par ailleurs, le débroussaillage est essentiel pour améliorer les conditions sanitaires, notamment en milieu urbain, et pour réduire les frottements de l'eau sur les berges, ce qui augmente le débit.

◆ Recalibrage

En élargissant et en approfondissant le lit du cours d'eau, le recalibrage permet d'augmenter sa capacité à évacuer les eaux lors de crues. Cette intervention garantit ainsi une section mouillée suffisante pour assurer la sécurité hydraulique.

◆ Réalisation des canaux

En créant de nouveaux canaux, on restaure le tracé naturel de l'oued, permettant ainsi de rétablir son écoulement dans les zones où il a été obstrué par des constructions.

◆ **Protection des berges**

Comprend tous les ouvrages conçus pour prévenir l'érosion des sols au contact des cours d'eau. Elles sont indispensables pour maintenir la stabilité des berges soumises aux forces exercées par les courants d'eau lors des crues et pour protéger les ouvrages d'art riverains tels que les ponts.

◆ **Endiguement des oueds**

La construction de digues de part et d'autre du cours d'eau constitue une méthode classique de protection contre les inondations. Facilement réalisable avec des moyens locaux, cette technique permet une protection progressive des zones les plus exposées. Cependant, elle présente l'inconvénient d'augmenter le niveau des eaux en amont et de compliquer le drainage des zones basses.

V.1.2 Protection indirecte (Eloignée)

La protection indirecte consiste à agir en amont des zones à risque, en dehors de leur périmètre immédiat, sur les cours d'eau à l'origine des inondations. Les principales techniques employées sont :

◆ **Création des canaux périphériques**

Ces canaux permettent de détourner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre cours d'eau, afin d'évacuer les débits de crue loin des zones à protéger.

◆ **Réalisation des barrages**

La construction de barrages équipés de seuils permet de réguler le débit des cours d'eau en stockant temporairement les eaux de crue et en les libérant progressivement. Le dimensionnement de ces ouvrages est crucial pour optimiser leur efficacité.

◆ **Aménagement des bassins versants**

Ces aménagements visent à réduire l'érosion des sols et à limiter les apports sédimentaires dans les cours d'eau. Ils peuvent inclure des techniques biologiques (revégétalisation) et des ouvrages de génie civil (seuils en gabions) pour réduire la vitesse de l'écoulement et favoriser la sédimentation en amont.

V.2 Formule de dimensionnement des canaux

Pour toutes les formes géométriques de sections ouvertes, les calculs de dimensionnement reposent sur l'équation de Manning-Strickler. Cette formule fondamentale s'exprime de la manière suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I}$$

Avec :

Q : Débit d dimensionnement (m³/s) ;

n : Rugosité du canal ;

S : Section mouillée (m²) ;

I : Pente du fond du canal (m/m) ;

R : Rayon hydraulique en (m), tel que : $R_h = \frac{S}{P}$

La section présentant la conductivité optimale est celle qui permet le transport du débit le plus élevé. Pour un canal caractérisé par une pente I et un coefficient de rugosité n, la section assurant le débit maximal Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h atteint sa valeur la plus élevée, tandis que la section S est réduite au minimum.

L'illustration ci-après présente les formules des caractéristiques géométriques pour cinq formes distinctes de sections de canaux :

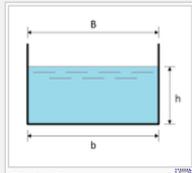
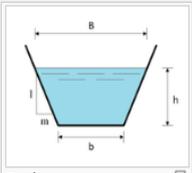
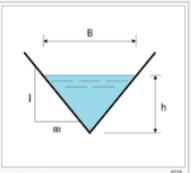
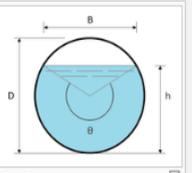
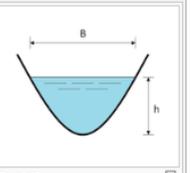
					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé,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

Figure V.1 : Caractéristiques géométriques de différentes sections ouvertes (Graf, 2000)

V.3 Choix des paramètres de dimensionnement

Dans un projet d'aménagement hydraulique, il est essentiel de prendre en compte les paramètres hydrauliques, tels que la pente, la revanche et la rugosité, qui sont essentiels pour la construction d'un canal.

- **La pente du projet**

La détermination de la pente du projet est une étape cruciale préalable à l'exécution des calculs hydrauliques. Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour l'application d'une pente constante sur chaque segment du tracé.

- **Le coefficient de rugosité**

La rugosité du canal, qui varie en fonction du matériau du revêtement, influence directement les calculs hydrauliques. Les valeurs de rugosité pour des différents revêtements sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'. (Chen et Cotton, 1986)

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton	0.013
Canal en terre	0.022
Canal en pierre	0.025
Canal en gabion	0.030

- **Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)**

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge imprévue peut entraîner une élévation du niveau d'eau et un risque d'inondation. Pour prévenir ces situations, il est crucial de prévoir une marge de sécurité suffisante au-dessus de la cote calculée. Cette marge permet de tenir compte des sédiments, de la végétation, du vent et d'autres facteurs susceptibles d'augmenter le niveau de l'eau. Elle varie généralement entre 30 cm et 1,20 m selon les dimensions du canal, mais peut être ajustée en fonction des conditions locales.

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

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

- **Vitesse d'érosion**

Une vitesse d'écoulement excessive dans un canal peut provoquer la rupture des fonds et des berges. Pour assurer la stabilité des ouvrages hydrauliques, il est donc indispensable de respecter les vitesses limites d'érosion. Ces valeurs, qui dépendent de la nature du lit du canal, sont données dans le tableau suivant (**Degoutte, 2012**).

Tableau V.3 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés (Degoutte, 2012)

Lit	Vitesse (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.50-4.00
Gabions	4.00-6.00
Revêtement en béton	6.00-10.00
Béton amélioré	<10.00

V.4 Critères d'évaluation de la variante d'aménagement :

Le choix de la variante sera guidé par une évaluation multicritère intégrant :

- ✓ **Performance hydraulique** : cet indicateur mesure le gain potentiel en termes de capacité hydraulique offert par chaque option ;
- ✓ **Complexité de mise en œuvre** : évalue le niveau de difficulté technique associé à la réalisation du projet ;
- ✓ **Impacts environnementaux** : cette analyse prend en compte l'utilisation des espaces adjacents (zones urbaines, terres agricoles, etc.) et les répercussions environnementales, tant positives que négatives ;
- ✓ **Durabilité** : évaluer la durée de vie attendue de l'ouvrage, la résistance aux agressions extérieures et la capacité à s'adapter aux changements climatiques ;
- ✓ **Entretien** : estimer la fréquence et importance des travaux d'entretien ;
- ✓ **Coût global**: estimation des dépenses de construction.

V.5 Aménagement du cours d'eau

Faisant suite aux résultats du chapitre précédent, l'intervention d'aménagement doit être réalisée sur Oued Safsaf dans la zone mentionnée précédemment. Le tronçon du cours d'eau concerné s'étend sur une longueur approximative de 3024 mètres.

Tableau V.4 : Description des tronçons d'Oued Safsaf

Oued Safsaf						
Tronçon	Segment	Section de départ	Section d'arrivée	Zone	Longueur (m)	Pente de projet (%)
A	1	9849	6703	Agricole	1216	0.3
B	1	5870	5026	Urbaine	482	0.3
	2	4383	3675	Urbaine	725	0.2
C	1	3136	338	Agricole	601	0.1

Considérations :

- Les zones agricoles nécessitent une protection contre l'érosion mais permettent des solutions plus naturelles.
- La zone urbaine demande une protection plus robuste et une gestion efficace du débit.
- Les pentes faibles suggèrent un risque de sédimentation.

V.6 Etude des variantes

V.6.1 Description des variantes

Afin de protéger la ville nouvelle de Bouinane des risques d'inondation, nous proposons deux variantes d'aménagement. Le choix final se fera en fonction de critères techniques, économiques et environnementaux, en tenant compte des contraintes liées au terrain, à l'urbanisation existante et aux activités présentes dans la zone.

Tableau V.5 : Variantes propose pour l'aménagement de l'Oued Safsaf

Aménagement proposé pour Oued Safsaf	
Variante 1	Tronçon A : Canal trapézoïdal en enrochement Tronçon B : Protection en canalisation en dalots Tronçon C : Canal trapézoïdal en enrochement
Variante 2	Tronçon A : Canal en gabion en escalier avec un fond en matelas Reno Tronçon B : Canal trapézoïdal en béton armé Tronçon C : Canal en gabion en escalier avec un fond en matelas Reno

V.6.2 Variante 1 :

Cette variante d'aménagement de cours d'eau combine deux types d'aménagement pour les trois tronçons.

◆ Protection en enrochement

Un canal en enrochement est un ouvrage hydraulique dont les berges et le lit sont protégés par des revêtements en matériaux rocheux tels que des pierres, des cailloux...etc. Ces aménagements visent à conférer une plus grande stabilité au cours d'eau en limitant les phénomènes d'érosion causés par les écoulements. Cette technique fournit une structure solide et durable pour le canal, tout en permettant un écoulement contrôlé. Les canaux en enrochement sont conçus pour résister aux forces hydrauliques tout en maintenant leur intégrité structurelle sur le long terme. Ils sont particulièrement adaptés aux situations où l'esthétique et l'intégration dans l'environnement naturel sont des considérations importantes.

◆ Protection en canalisation en dalots

Les dalots sont des structures de canalisation rectangulaires en béton armé, largement utilisés dans l'aménagement des cours d'eau et le contrôle des inondations. Ils peuvent être facilement recouverts, permettant une utilisation de l'espace en surface (routes, espaces verts, etc.). Leur dimensionnement repose principalement sur des considérations hydrauliques et structurelles. L'approche hydraulique vise à déterminer les dimensions optimales (largeur et hauteur) pour véhiculer le débit de projet tout en maintenant des vitesses d'écoulement acceptables.

Son calcul s'appuie généralement sur l'équation de Manning, prenant en compte le débit, la pente du canal, et la rugosité du béton. Le nombre de dalots est ajusté en fonction des contraintes du site et des besoins hydrauliques. Structurellement, les dalots doivent résister aux charges du sol, de l'eau, et du trafic éventuel.

Pour ce tronçon traversant la zone urbanisée, nous proposons une canalisation en dalots. Cette solution est particulièrement adaptée aux contraintes urbaines pour les raisons suivantes :

1. Capacité hydraulique élevée : Les dalots permettent d'évacuer efficacement les débits importants dans un espace restreint.
2. Résistance structurelle : Les dalots supportent les charges importantes liées au trafic et aux constructions urbaines. Bien que généralement rectangulaires, les dalots peuvent avoir une forme légèrement arquée au sommet pour une meilleure résistance structurelle.
3. Facilité d'entretien : La section rectangulaire facilite l'inspection et le nettoyage, essentiels en milieu urbain.
4. Modularité : Les dimensions des dalots peuvent être ajustées pour répondre aux variations de débit et aux contraintes locales, c'est le cas pour les dalots fabriqués sur site si les dalots préfabriqués ne répondent pas aux exigences spécifiques du projet.
5. Sécurité : La canalisation fermée et enterrée réduit les risques d'accidents en milieu urbain dense.

▪ Dimensionnement à l'aide de FlowMaster :

FlowMaster est un logiciel de calcul hydraulique polyvalent. Il permet d'analyser divers éléments, des conduites aux canaux ouverts, en passant par les bouches d'égout et les déversoirs. Sa force réside dans sa capacité à déterminer toute propriété inconnue et à concevoir des structures selon des caractéristiques précises. Cet outil s'avère donc essentiel pour une large gamme de calculs et de conceptions hydrauliques.

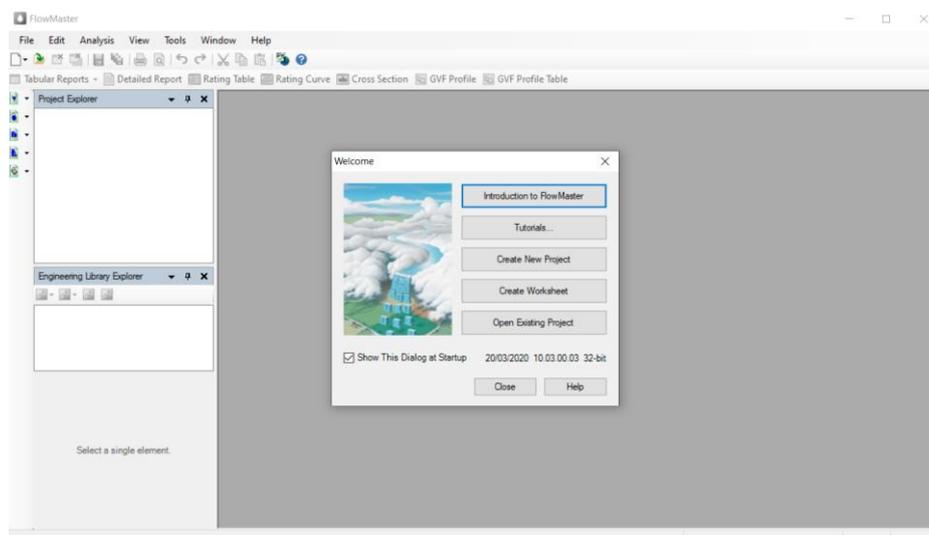


Figure V.2 : Interface d'utilisateur de FlowMaster

La procédure de calcul dans FlowMaster suit une séquence logique et intuitive. On commence par créer un nouveau projet et lui attribuer un titre, suivi de sa sauvegarde. Ensuite, on sélectionne la géométrie du canal à étudier parmi les options disponibles. Enfin, on renseigne les paramètres spécifiques au tronçon analysé. Cette approche structurée permet une utilisation efficace du logiciel pour les analyses hydrauliques.

V.6.2.1 Tronçon A1 : Canal en enrochement

L'aménagement de ce tronçon implique la construction d'un canal en enrochement d'une section de forme trapézoïdale, avec une rugosité de 0.025.

V.6.2.1.1 Dimensionnement :

Les dimensions des sections du tronçon aménagé A obtenues par le logiciel FlowMaster sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 : Dimensions du canal en enrochement pour l'aménagement du tronçon A1 de l'Oued Safsaf

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente de projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	Largeur au miroir (m)	Hauteur du canal (m)
A1	9849	6703	1216	0.3	2	14	25.2	2.8

Une marge de 0,9 mètre serait ajoutée aux profondeurs normales pour des raisons de prévention.

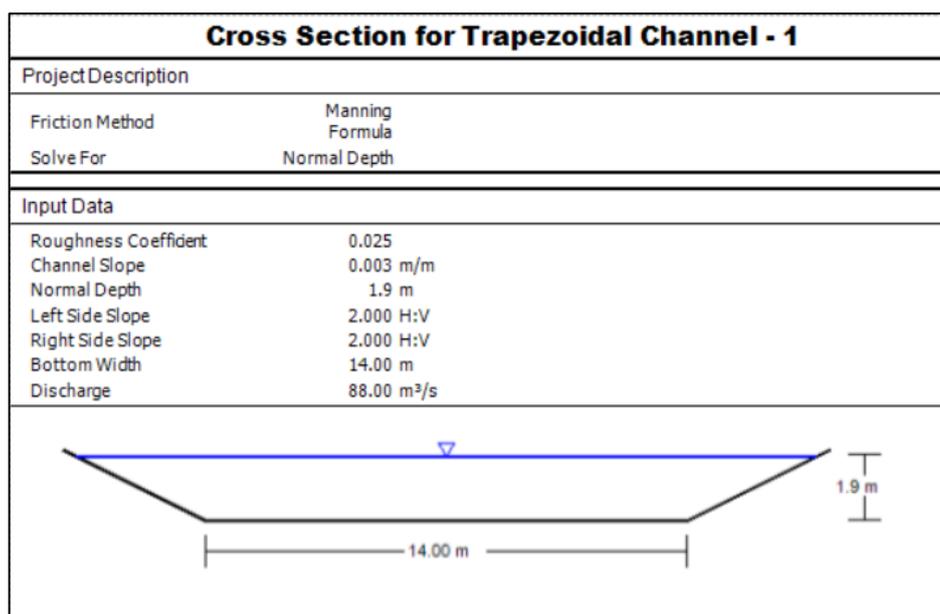


Figure V.3 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du tronçon A1 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master)

V.6.2.1.2 Paramètres d'écoulement :

Le logiciel Hec-Ras était utilisé pour déterminer les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement.

Tableau V.7 : Résultats de simulation pour le 1er tronçon

River station	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 (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
9849	207.03	209.30	209.30	210.26	0.006122	2.33	15.11	18.12	1.00
9705.75*	205.27	206.84	207.68	209.58	0.002903	2.33	16.64	18.22	1.12
9562.50*	203.50	204.99	205.82	208.04	0.004156	3.73	17.93	20.26	1.50
9419.25*	201.74	202.99	203.79	206.07	0.004936	3.77	18.88	21.08	1.68
9276	199.98	200.86	201.64	203.86	0.005075	3.67	19.04	22.93	1.71
8847.17*	195.63	196.63	197.23	198.65	0.002897	2.30	18.88	21.11	1.09
7989.50*	185.90	186.80	187.52	189.45	0.004303	2.20	19.88	23.58	1.51
7560.67*	181.20	182.18	182.83	184.40	0.003324	2.60	19.15	23.02	1.23
6703	171.81	172.74	173.41	175.11	0.003791	2.82	20.67	24.45	1.37

L'analyse des résultats obtenus révèle deux points importants concernant l'écoulement dans le canal :

- Le nombre de Froude, étant supérieur à 1 ($Fr > 1$), indique clairement que le régime d'écoulement est torrentiel.
- La vitesse d'écoulement ne dépasse pas 3.77 m/s, ce qui est admissible pour l'enrochement.

V.6.2.1.3 Sections en travers :

Les sections en travers du tronçon A1 aménagé après la simulation sont représentées dans la figure suivante :

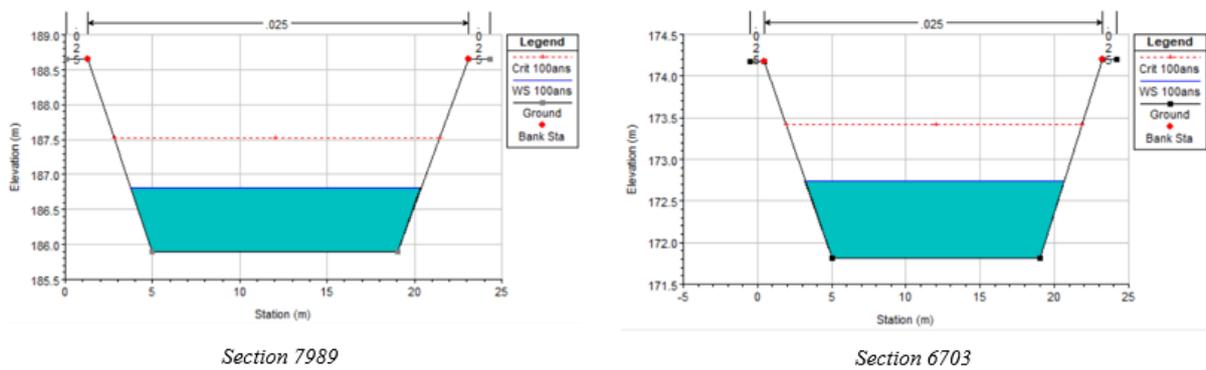


Figure V.4 : Profils en travers d'un canal trapézoïdal en enrochement pour une crue centennale pour le tronçon A1 de l'Oued Safsaf

On voit sur la figure V.4 que le niveau d'eau le plus élevé observé dans le canal ne dépasse pas la hauteur de l'ouvrage même après l'ajout de la revanche de 0.9 m donc pas de débordement.

V.6.2.2 Tronçon B : Canalisation en dalots

V.6.2.2.1 Dimensionnement :

D'après la simulation effectuée avec le logiciel Flow Master, pour un débit de projet de 88 m³/s et une pente de 0,3, l'analyse hydraulique a démontré la nécessité d'utiliser 1 dalot de 3*3*1.5m.

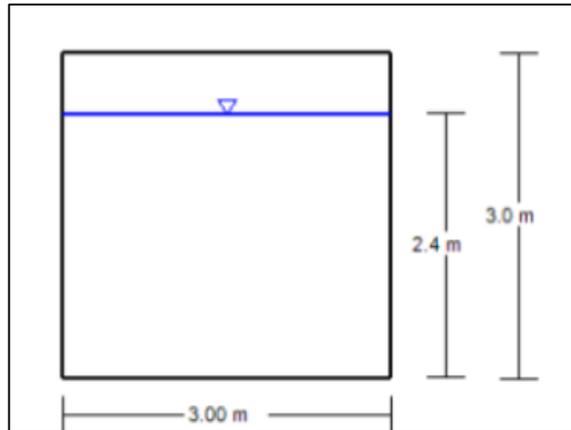


Figure V.5 : Les dimensions de la canalisation en dalots du tronçon B de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master)

Ces schémas illustrent de manière claire et précise la disposition et les dimensions des dalots qui composent notre système d'évacuation des eaux.

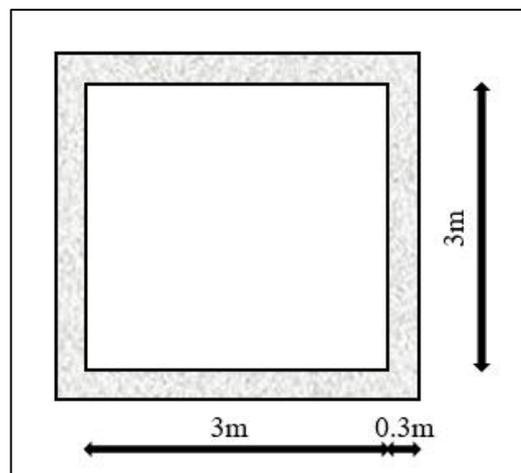


Figure V.6 : Section en travers du dalot composant la canalisation

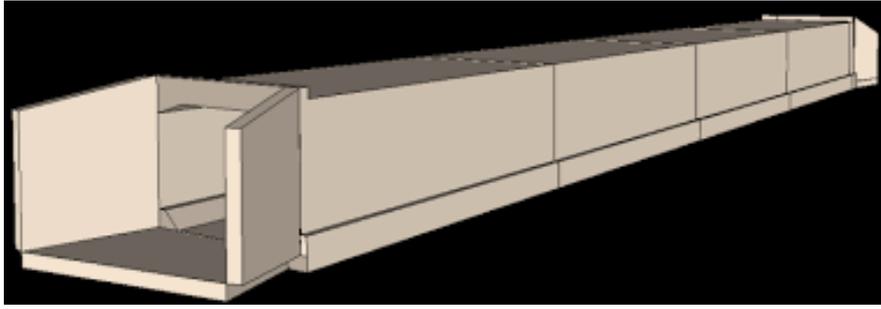


Figure V.7 : Schéma descriptif en 3D de la canalisation en dalots, (source : **Logiciel Civil3D**)

V.6.2.2.2 Calcul hydraulique :

Calcul des paramètres géométriques :

Pour un dalot rectangulaire de largeur L et hauteur H :

◆ **Section totale mouillée :**

$$S_m = L * H$$

◆ **Périmètre mouillé :**

$$P_m = 2H + L$$

◆ **Rayon hydraulique :**

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

◆ **Calcul du débit à plein section Q_{ps} :**

$$Q_{ps} = \frac{1}{n} \times S_m \times R_h^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}}$$

◆ **Calcul de la vitesse à plein section V_{ps} :**

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{S}$$

◆ **Rapport des débits**

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

◆ **Rapport des hauteurs**

Le rapport r_h est déterminé à partir de r_Q en utilisant des tables hydrauliques ou des équations empiriques. Pour un canal rectangulaire, on peut utiliser l'approximation de Camp :

$$r_h = r_Q^{3/5}$$

◆ **Hauteur d'eau réelle :**

$$h = r_h * H$$

◆ **Section mouillée réelle :**

$$S_{m\text{ réelle}} = L * h$$

◆ **Vitesse réelle :**

$$V = \frac{Q}{S_{m\text{ réelle}}}$$

◆ **Nombre de Froude :**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D_h}}$$

Avec : $D_h = \text{profondeur hydraulique} = \frac{S_{m\text{ réelle}}}{L}$

Avant de présenter le tableau des résultats de simulation de la canalisation en dalots, il convient de souligner l'importance de cette analyse hydraulique détaillée. Les calculs ont été effectués pour chaque tronçon de la canalisation, prenant en compte les variations de pente. Cette modélisation hydraulique nous permet d'évaluer avec précision les paramètres clés tels que la hauteur d'eau, la vitesse d'écoulement, et le nombre de Froude tout au long du parcours. Ces données sont cruciales pour assurer un dimensionnement adéquat de l'ouvrage, garantissant sa capacité à gérer efficacement le débit de projet tout en maintenant des conditions d'écoulement stables et sécuritaires. Le tableau ci-dessous présente les résultats détaillés de cette simulation, offrant une vue d'ensemble complète des performances hydrauliques de la canalisation en dalots pour chaque segment.

Tableau V.8 : Calculs du réseau projeté des eaux pluviales

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Qps (m ³ /s)	Vps	rQ	rh	h (m)	V (m/s)	Fr
N1-N2	48.35	4	114.3	7.32	0.77	0.8	2.73	4.51	0.69
N2-N3	50.92	4	114.3	7.32	0.77	0.8	2.73	4.51	0.69
N3-N4	49.59	4	114.3	7.32	0.77	0.8	2.17	4.51	0.98
N4-N5	49.57	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.17	3.58	0.98
N5-N6	49.49	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N6-N7	48.89	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N7-N8	49.42	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N8-N9	50.86	3	98.98	7.03	0.89	0.85	2.43	4.02	0.82
N9-N10	50.64	3	98.98	7.03	0.89	0.85	2.43	4.02	0.82
N10-N11	50.07	3	98.98	7.03	0.89	0.85	2.43	4.02	0.82
N11-N12	49.37	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N12-N13	49.37	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N13-N14	46.74	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N14-N15	46.74	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N15-N16	50.78	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N16-N17	49.62	1.5	89.7	5.87	0.98	0.95	2.87	3.41	0.64
N17-N18	50.98	1.5	89.7	5.78	0.98	0.95	2.87	3.41	0.64
N18-N19	49.43	1.5	89.7	5.78	0.98	0.95	2.87	3.41	0.64
N19-N20	50.22	1.5	89.7	5.78	0.98	0.95	2.87	3.41	0.64
N20-N21	50.98	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N21-N22	48.94	2	92.8	6.21	0.95	0.9	2.73	3.58	0.69
N22-N23	43.66	1.5	89.7	5.78	0.98	0.95	2.87	3.41	0.64
N23-N24	46.2	1.5	89.7	5.78	0.98	0.95	2.87	3.41	0.64

En se référant aux résultats du tableau, il est évident que :

- Les vitesses varient entre 3.31 et 4.51 m/s, elles sont donc dans la plages acceptable (1-6 m/s) ;
- Les valeurs de Froude varient de 0.64 à 0.98. Tous les tronçons sont en régime fluvial.

Contrairement à ce qui est souvent recherché dans les canaux ouverts, un régime torrentiel n'est généralement pas souhaitable pour les canalisations en dalots. Voici pourquoi :

1. Stabilité : Un écoulement fluvial est plus stable et prévisible.
2. Sécurité : Moins de risques d'érosion et de dommages structurels.
3. Contrôle : Meilleur contrôle de l'écoulement, notamment aux transitions.
4. Capacité : Les dalots peuvent fonctionner efficacement en régime fluvial.

Dans ce cas, le régime fluvial observé est approprié pour une canalisation en dalots, offrant un bon équilibre entre la capacité d'écoulement et la stabilité hydraulique.

Installations recommandées :

- ◆ **Ouvrage de réception en amont de la canalisation** : il permet de :
 - Dissiper l'énergie de l'écoulement à l'entrée de la canalisation ;
 - Faciliter la décantation des sédiments et l'évacuation des flottants ;
 - Assurer une transition en douceur entre l'écoulement à ciel ouvert et la canalisation.
- ◆ **Ouvrage de rejet en aval de la canalisation** : il permet de :
 - Dissiper l'énergie de l'écoulement sortant de la canalisation ;
 - Eviter les affouillements et l'érosion du lit en aval.
- ◆ **Regards de visite** : ils jouent un rôle essentiel dans la conception et la gestion d'une canalisation en dalots. Voici les principales fonctions qu'ils remplissent :
 - Accès et inspection :
 - Permettent l'accès au réseau de canalisation pour inspection et entretien
 - Facilitent l'observation de l'état du conduit et de l'écoulement
 - Maintenance et réparations :
 - Offrent un point d'entrée pour les interventions de curage, de réparation ou de remplacement de sections
 - Contrôle de l'écoulement :
 - Servent de points de mesure des débits, des niveaux d'eau et des vitesses d'écoulement
 - Permettent l'installation d'équipements de régulation et de surveillance
 - Sécurité :
 - Assurent la sécurité du personnel intervenant dans la canalisation
 - Facilitent l'évacuation en cas d'urgence
 - Ventilation :
 - Permettent la ventilation naturelle ou mécanique du réseau
 - Favorisent le renouvellement de l'air

V.6.2.3 Tronçon C1 : Canal en enrochement

L'aménagement de ce tronçon implique la construction d'un canal en enrochement d'une section de forme trapézoïdale, avec une rugosité de 0.025.

V.6.2.3.1 Dimensionnement :

Les dimensions des sections du tronçon C1 aménagé sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9 : Dimensions du canal en enrochement pour l'aménagement du tronçon C1 de l'Oued Safsaf

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente de projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	Largeur au miroir (m)	Hauteur du canal (m)
C1	3136	338	601	0.1	2	20	31.6	2.9

On peut observer les dimensions du canal dans la figure V.8 :

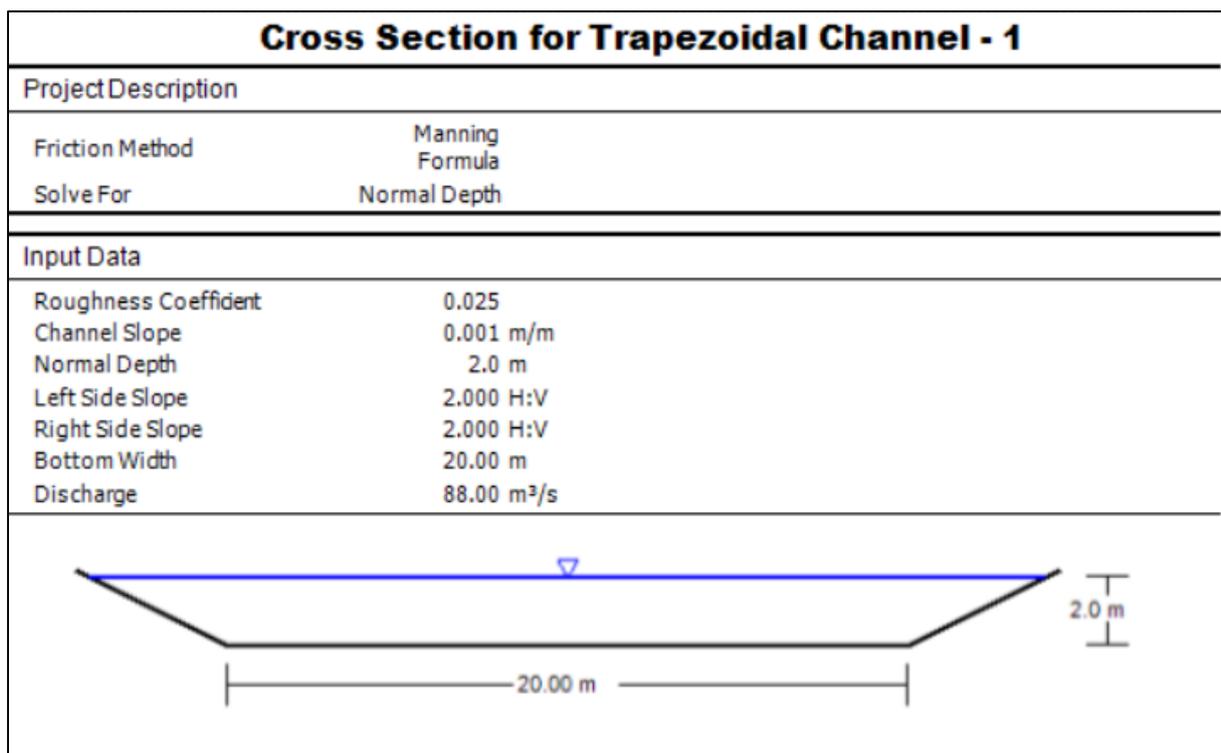


Figure V.8 : Les dimensions du canal trapézoïdal en enrochement du tronçon C1 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master)

V.6.2.3.2 Paramètres d'écoulement :

Les paramètres hydrauliques d'écoulement sont déterminés à l'aide du logiciel Hec-Ras.

Tableau V.10 : Résultats de simulation pour le 3ème tronçon

River station	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 (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
3136	140.04	141.26	142.28	145.23	0.001407	3.83	41.32	25.18	1.80
2913.00*	139.55	140.38	141.19	143.59	0.003337	3.93	42.60	26.33	1.88
2690	139.05	139.97	140.37	141.28	0.002028	3.07	43.70	26.92	1.75
1990	135.05	136.01	136.37	137.22	0.001766	3.86	45.56	27.95	1.64
1490.00*	133.77	135.50	135.50	136.15	0.005883	2.57	44.04	27.27	1.31
990	132.48	134.24	134.47	135.02	0.009263	2.11	47.68	28.58	1.24
568	129.41	133.22	131.70	133.38	0.000465	2.87	50.12	30.36	1.42
338	130.43	132.70	132.70	133.26	0.004002	2.60	44.72	27.43	1.75

L'analyse des résultats obtenus révèle deux points importants concernant l'écoulement dans le canal :

- Le nombre de Froude, étant supérieur à 1 ($Fr > 1$), indique clairement que le régime d'écoulement est torrentiel.
- La vitesse d'écoulement ne dépasse pas 3.93 m/s, ce qui est admissible pour l'enrochement.

V.6.2.3.3 Sections en travers :

Les sections en travers du tronçon C1 aménagé après la simulation sont représentées dans la figure suivante :

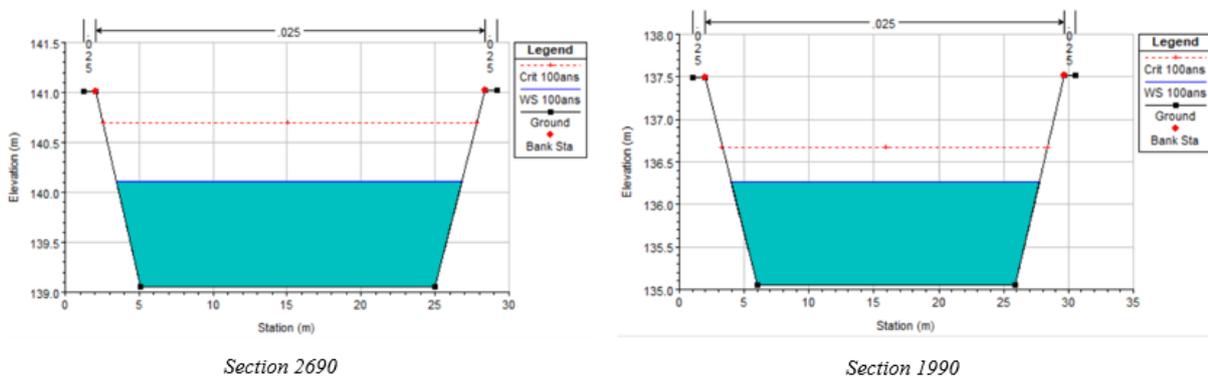


Figure V.9 : Profils en travers d'un canal trapézoïdal en enrochement pour une crue centennale pour le tronçon C1 de l'Oued Safsaf

On voit sur la figure V.9 que le niveau d'eau le plus élevé observé dans le canal ne dépasse pas la hauteur de l'ouvrage même après l'ajout de la revanche de 0.9 m donc pas de débordement.

V.6.2.4 Estimation du coût de la 1ère variante

Après avoir déterminé les caractéristiques techniques de la première variante, il est primordial d'établir un devis estimatif détaillé des coûts associés à la réalisation du projet. Cette étape permet d'évaluer la faisabilité économique de la variante proposée.

V.6.2.4.1 Canalisation en dalots :

Détermination des différents volumes des travaux

- **Volume du déblai des tranchées :**

$$V_d = B \times L \times H$$

Avec :

- V_d : volume du déblai des tranchées (m^3) ;
- B : largeur de la tranchée (m) ;
- H : profondeur de la tranchée (m) ;
- L : longueur totale de la tranchée (m).

- **Volume occupé par le lit de pose :**

$$V_{lp} = e \times L \times B$$

- V_{lp} : volume du lit de sable (m^3) ;
- e : épaisseur de la couche de sable (m), $e = 20\text{cm} = 0.2\text{m}$;
- B : largeur de la tranchée (m) ;
- L : longueur totale de la tranchée (m).

- **Volume occupé par la canalisation :**

$$V_{can} = b \times h \times L$$

- V_{can} : volume occupé par la canalisation en dalots (m^3) ;
- b : largeur du dalot (m) ;
- h : hauteur du dalot (m) ;
- L : longueur totale de la tranchée (m).

- **Volume du remblai :**

$$V_{rem} = V_d - (V_{can} + V_{lp})$$

- V_{rem} : volume du remblai (m^3) ;
- V_d : volume du déblai (m^3) ;
- V_{lp} : volume du lit de pose (m^3).

Le Tableau V.11 résume le coût de réalisation d'une canalisation en dalots sur le tronçon B de l'Oued Safsaf.

Tableau V.11 : Devis de réalisation de la canalisation en dalots sur le tronçon B de l'Oued Safsaf

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblais	m ³	29184	250	7 296 000.00
	Lit de pose	m ³	900	1500	1 350 000.00
	Remblais	m ³	12525	700	8 767 500.00
Dalot 3*3*1.5		mL	811	145000	117 595 000.00
Ouvrage de réception			1	1500000	1 500 000.00
Ouvrage de rejet			1	800000	800 000.00
Regard			26	30000	780 000.00
Montant total					138,088,500.00

V.6.2.4.2 Canal en enrochement :

Comme on veut réaliser un canal en enrochement dans les zones agricoles, on veut assurer une certaine infiltration en gardant la stabilité des talus assurée. Donc, pour les berges, on vise à utiliser un géotextile qui est perméable spécifiquement conçu pour permettre le passage de l'eau tout en retenant les particules fines, et laisser le fond du canal en matériau naturel.

Le Tableau V.12 résume le coût de réalisation d'un canal en enrochement sur les tronçons A1 et C1 :

Tableau V.12 : Devis de réalisation d'un canal en enrochement sur les tronçons A1 et C1 de l'Oued Safsaf

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)
Tronçon A1					
Terrassement	Déblais	m ³	23734	250	5 933 500.00
	Remblais	m ³	347	700	242 900.00
Géotextile		mL	2935	2500	7 337 500.00
Enrochement		m ³	14125.36	3500	49 438 760.00
Total					62 952 660.00
Tronçon C1					
Terrassement	Déblais	m ³	12085	250	3 021 250.00
	Remblais	m ³	529	700	370 300.00
Géotextile		mL	1735	2500	4 337 500.00
Enrochement		m ³	9907	3500	34 674 500.00
Total					42 403 550.00
Total des deux tronçons					105 356 210.00
Total variante 1					243 444 710.00
TVA (19%)					46 254 494.90
Montant total variante 1					289 699 204.90

V.6.3 Variante 2 :

Cette variante d'aménagement de cours d'eau combine deux types d'aménagement pour les trois tronçons.

Canal en gabion en escalier avec un fond en matelas Reno

Les gabions sont des structures en forme de parallélépipèdes constituées de cages en grillage métallique remplies de pierres ou de galets. Les dimensions de ces cages sont de 1x1x1 m, tandis que les pierres ont un diamètre allant de 10 à 40 cm. Ils sont particulièrement adaptés pour la protection des berges des cours d'eau ainsi que pour la construction de murs de soutènement destinés à prévenir l'érosion des flancs de coteaux.

Dans notre situation, nous allons utiliser les gabions de 100-200 mm de diamètre ($d_{50}=150\text{mm}$), et un fond en Matelas Reno de diamètre médiane ($d_{50}=125\text{mm}$), le coefficient de rugosité n , est de l'ordre de $0.035 \text{ (s/m}^{1/3}\text{)}$.

Cette variante d'aménagement de cours d'eau combine des murs en gabions pour les berges avec des matelas Reno pour le fond du canal. Les gabions sont des cages grillagées remplies de pierres, tandis que les matelas Reno sont des structures similaires mais plus plates, spécialement conçues pour le revêtement des fonds de canaux.

◆ Résistance des gabions à la vitesse du courant

La résistance des gabions à l'écoulement est significativement améliorée grâce à la présence de grillage, permettant de supporter des vitesses de courant jusqu'à 20 à 50% supérieures. Au-delà de ce seuil, les pierres peuvent se déplacer à l'intérieur des mailles, mais le matelas reste fonctionnel tant que les berges restent couvertes.

Le tableau ci-dessous indique la taille optimale des pierres à utiliser dans les gabions en fonction de la vitesse de l'écoulement.

Tableau V.13 : Les différentes tailles des roches pour le Matelas Reno et le Gabion

Type	Thikness (m)	Filling Stones (mm)		Vitesse limite m/s	Vitesse admissible m/s
		Stone size	d_{50}		
Reno Matress	0.15 - 0.17	70 – 100	85	3.5	4.2
		70 – 150	110	4.2	4.5
	0.23 – 0.25	70 – 100	85	3.6	5.5
		70 – 150	120	4.5	6.1
	0.30	70 – 120	100	4.2	5.5
		100 – 150	125	5	6.5
Gabions	0.50	100 – 200	150	5.8	7.6
		120 – 250	190	6.5	8

D.B.Simms, Reno, 1983

◆ Avantages et inconvénients des structures en gabion

L'aménagement des canaux en Gabion est caractérisé par :

Avantages :

- Courte durée d'exécution grâce à la simplicité des travaux et la possibilité de réalisation modulaire.
- Coût relativement faible, surtout si les pierres sont disponibles localement.
- Réduction de la vitesse des courants grâce à leur rugosité et leur perméabilité.
- Meilleure intégration à l'environnement et préservation de l'écologie locale.
- Excellente adaptabilité aux zones à forte pente et à vitesse d'écoulement élevée.
- Flexibilité permettant à l'ouvrage de s'adapter aux mouvements du terrain sans se fissurer.
- Possibilité de végétalisation pour une meilleure stabilisation et intégration paysagère.

Inconvénients :

- Le curage de l'ouvrage peut être difficile en raison de la structure en cage.
- Nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour assurer une bonne exécution et un remplissage adéquat.
- Les extrémités de l'ouvrage sont des points sensibles ; si l'eau parvient à passer derrière les blocs, cela peut menacer la stabilité de l'ouvrage et favoriser l'érosion.
- Durée de vie limitée du grillage métallique, nécessitant une surveillance et un entretien réguliers.
- Capacité hydraulique potentiellement réduite par rapport à des surfaces lisses comme le béton.
- Risque de dommages dus aux débris flottants de grande taille.

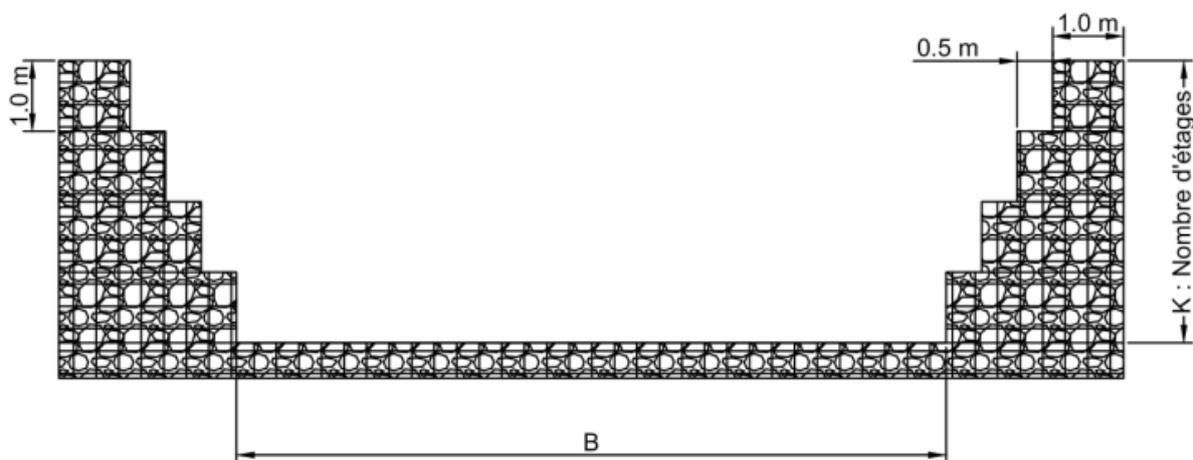


Figure V.10 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Le tableau suivant représente les caractéristiques géométriques de la section gabionnée :

Tableau V.14 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée

Caractéristiques	Section (m ²) S _m	Périmètre (m) P _m	Rayon hydraulique (m) R _h
Relation	$0.5k(k - 1) + bk$	$b + 3k - 1$	$\frac{0.5k(k - 1) + bk}{b + 3k - 1}$

Avec :

K : le nombre d'étages.

On fixe la largeur de la base b puis on calcule le nombre d'étage qui peut évacuer le débit de crue.

Canal en béton armé :

Afin de répondre aux exigences du projet, nous proposons de construire un canal en béton armé avec une forme trapézoïdale. Ce choix présente plusieurs avantages, tels qu'une longévité accrue, une forme étroite adaptée aux environnements urbains, des propriétés hydrauliques optimisées, une construction rapide, et une meilleure protection. Nous choisissons un coefficient de m = 1 pour la pente du talus, ce qui facilite la réalisation d'un angle de 45° sur le terrain d'un point de vue technique.

V.6.3.1 Dimensionnement :

V.6.3.1.1 Tronçon A1 : Canal en gabion avec un fond en matelas Reno

Pour dimensionner ce canal, nous avons supposé une largeur de canal b = 12 mètres. Le coefficient de Manning est n = 0,035 pour les gabions et la pente du canal est i = 0,003. Nous avons ensuite calculé le nombre de caisses K pour un débit centennal de Q = 88 m³/s.

Le tableau V.15 résume les résultats des calculs :

Tableau V.15 : Calcul des nombres de caisses pour le tronçon gabionné A1

K (caisses)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	Q (m ³ /s)
1	12	14	0.857	16.944
2	25	17	1.471	50.591
3	39	20	1.950	95.256
4	54	23	2.348	149.271
5	70	26	2.692	211.992

D'après les résultats présentés dans le tableau précédent, on prend un canal composé de 3 étages de gabions, garantissant un débit de 88 m³/s avec une revanche de 1 m.

V.6.3.1.2 Tronçon B : Canal trapézoïdal en béton armé

L'aménagement de ce tronçon implique la construction d'un canal en béton d'une section de forme trapézoïdale, avec une rugosité de 0.013.

Les dimensions des sections des tronçons B1 et B2 aménagés sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 : Dimensions du canal trapézoïdal en béton pour l'aménagement des tronçons B1 et B2 de l'Oued Safsaf

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente de projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond (m)	Largeur au miroir (m)	Hauteur du canal (m)
B1	5870	5026	482	0.3	1	12	16.6	2.3
B2	4383	3675	725	0.2	1	12	17	2.5

Les dimensions des canaux sont représentées par les figures V.11 et V.12 :

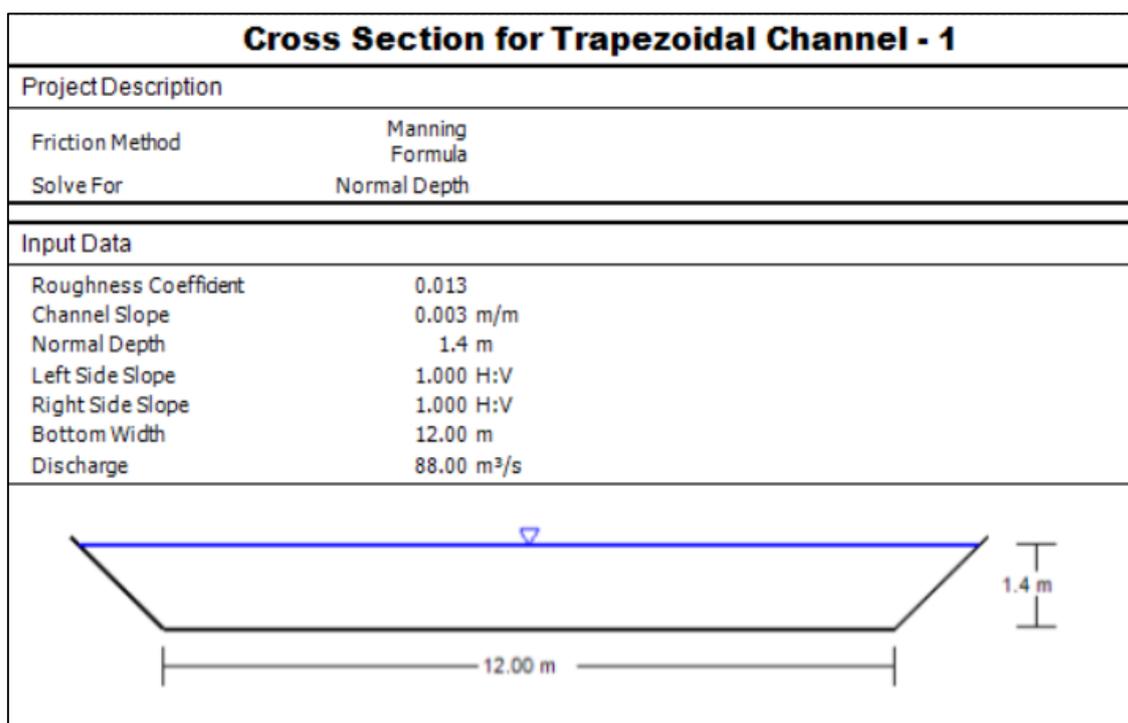


Figure V.11 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du tronçon B1 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master)

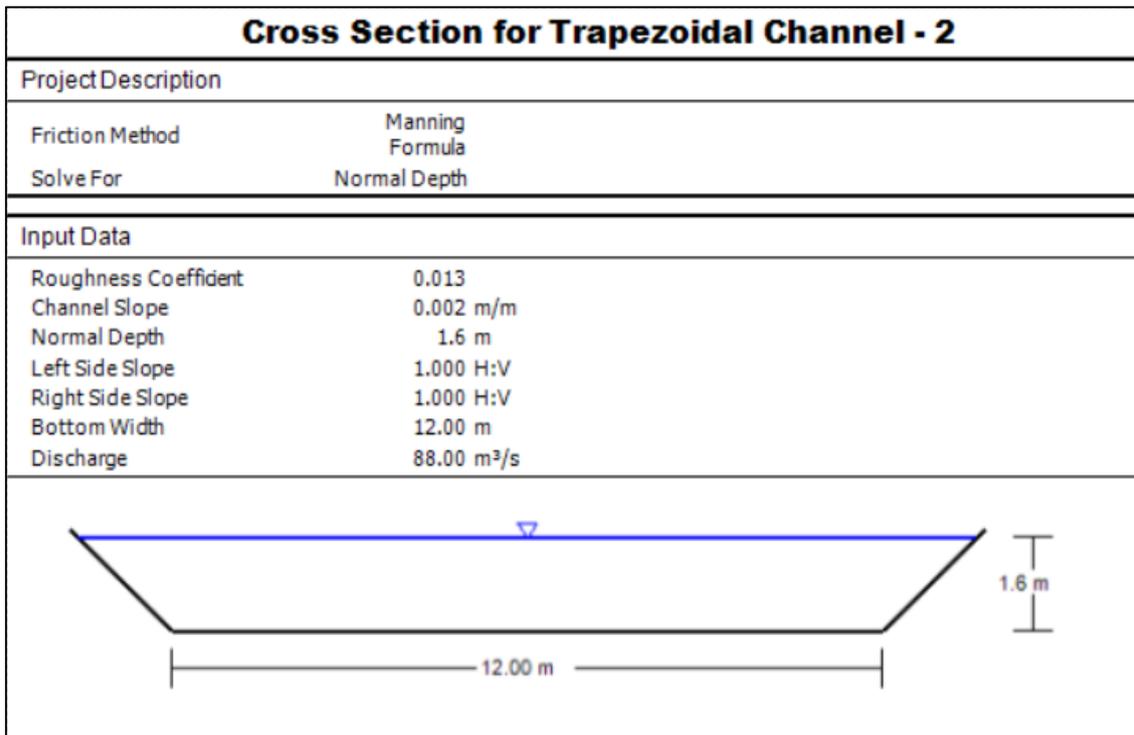


Figure V.12 : Les dimensions du canal trapézoïdal en béton armé du tronçon B2 de l'Oued Safsaf, (Source : logiciel Flow-master)

V.6.3.1.3 Tronçon C1 : Canal en gabion avec un fond en matelas Reno

Pour dimensionner ce canal, nous avons supposé une largeur de canal $b = 13$ mètres. Le coefficient de Manning est $n = 0,035$ pour les gabions et la pente du canal est $i = 0,001$. Nous avons ensuite calculé le nombre de caisses K pour un débit centennal de $Q = 88 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le tableau V.17 résume les résultats des calculs :

Tableau V.17 : Calcul des nombres de caisses pour le tronçon gabionné C1

K (caisses)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	Q (m ³ /s)
1	13	15	0.867	10.676
2	27	18	1.500	31.965
3	42	21	2.000	60.366
4	58	24	2.417	94.366
5	75	27	2.778	133.897

D'après les résultats présentés dans le tableau précédent, on prend un canal composé de 4 étages de gabions, garantissant un débit de $88 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une revanche de 1 m.

V.6.3.2 Simulation et vérification des conditions d'écoulement

Dans cette section, nous simulons le comportement de l'écoulement à travers les sections dimensionnées lors de l'étape précédente. En d'autres termes, nous vérifions si l'écoulement dépasse et déborde les berges, et nous déterminons les paramètres associés à cet écoulement. Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.18 : Résultats de simulation pour les 3 tronçons

River station	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 (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
9849	207.03	209.3	209.3	210.26	0.006122	4.33	38.11	14	1
9705.75*	205.27	206.84	207.68	209.58	0.029035	5.33	38.64	14	1.12
9562.50*	203.5	204.99	205.82	208.04	0.041568	5.73	37.93	14	1.5
9419.25*	201.74	202.99	203.79	206.07	0.049368	5.77	37.88	14	1.68
9276	199.98	200.86	201.64	203.86	0.050751	5.67	30.04	13	1.71
8847.17*	195.63	196.63	197.23	198.65	0.028972	5.3	31.88	13	1.39
7989.50*	185.9	186.8	187.52	189.45	0.043038	4.2	32.88	14	1.21
7560.67*	181.2	182.18	182.83	184.4	0.033241	4.6	35.15	14	1.8
6703	171.81	172.74	173.41	175.11	0.037919	4.82	34.67	14	1.84
5870	160	161.06	162.34	167.12	0.02436	6.9	29.17	15.53	1.88
5026	152.98	154.11	155.49	160.69	0.025171	7.37	28.8	15.68	1.61
4383	150.03	151.22	152.36	156.05	0.017785	7.73	29.28	16.39	1.52
3675	140.46	141.49	143.01	150.24	0.03811	7.1	27.63	15.32	1.37
3136	140.04	141.26	142.28	145.23	0.014079	5.83	35.32	14	1.8
2913.00*	139.55	140.38	141.19	143.59	0.033377	5.93	38.6	14	1.88
2690	139.05	139.97	140.37	141.28	0.020289	5.07	36.7	13	1.75
1990	135.05	136.01	136.37	137.22	0.017661	4.86	35.56	13	1.64
1490.00*	133.77	135.5	135.5	136.15	0.005883	4.57	38.04	14	1.21
990	132.48	134.24	134.47	135.02	0.009263	4.11	37.68	14	1.24
568	129.41	133.22	131.7	133.38	0.000465	4.87	35.12	14	1.33
338	130.43	132.7	132.7	133.26	0.004002	4.6	32.72	14	1.86

Selon les résultats du tableau précédent, on peut remarquer que :

- Le nombre de Froude, étant supérieur à 1 ($Fr > 1$), indique clairement que le régime d'écoulement est torrentiel.
- La vitesse varie entre $4.13 \div 5.93$ m/s (pour les canaux en gabion), elle est inférieure à la vitesse admissible pour le gabion ($V_{adm} = 6$ m/s).
- La vitesse varie entre $6.9 \div 7.73$ m/s (pour les canaux en béton), elle est inférieure à la vitesse admissible pour le béton ($V_{adm} = 10$ m/s).

V.6.3.3 Section en travers :

La figure suivante illustre les sections en travers de l'oued aménagées après la simulation :

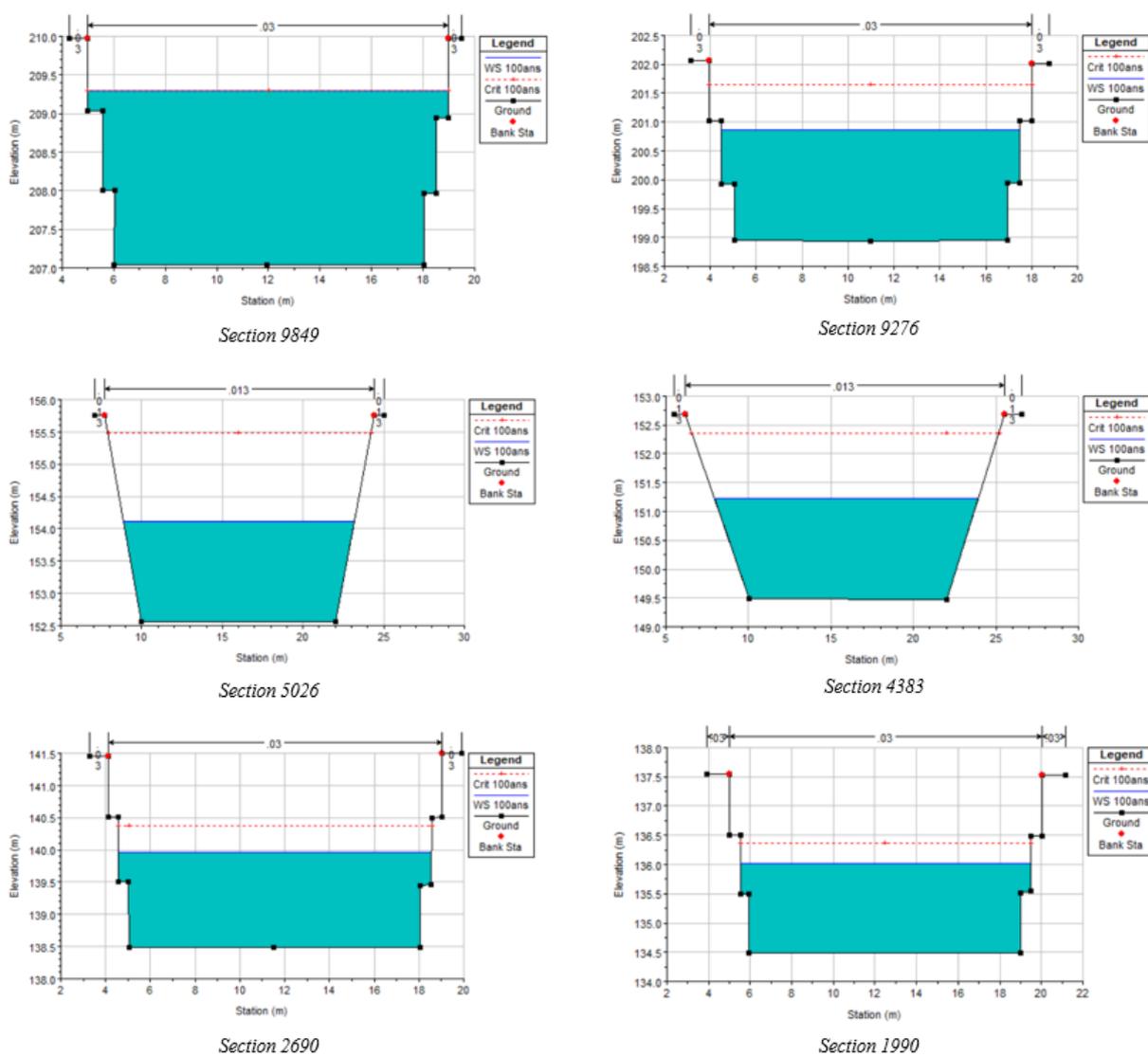


Figure V.13 : Profils en travers d'un canal mixte en gabion et en béton armé pour une crue centennale pour l'Oued Safsaf

Lors d'une crue centennale de $88 \text{ m}^3/\text{s}$, Il est intéressant de souligner que notre canal garantit une protection adéquate, évitant ainsi tout débordement d'eau.

Etude de stabilité :

La stabilité est un aspect fondamental dans la conception de toute structure hydraulique, particulièrement pour les canaux. Elle englobe la résistance de l'ouvrage face aux diverses forces qui pourraient compromettre son intégrité structurelle ou sa fonctionnalité. Traditionnellement, l'analyse de stabilité prend en compte les risques de renversement, de glissement et de poinçonnement, en évaluant l'équilibre entre les forces déstabilisatrices (comme la pression hydrostatique ou la poussée des terres) et les forces stabilisatrices (telles que le poids propre de la structure ou les forces de frottement). Cependant, l'approche de cette analyse diffère considérablement selon le type de structure. Dans le cas des canaux en béton armé, un calcul détaillé de stabilité est indispensable en raison de la nature rigide et imperméable du matériau. En revanche, pour les canaux en gabions, notamment ceux renforcés par géotextile, la nécessité de tels calculs est significativement réduite. Cette différence s'explique par les propriétés intrinsèques des gabions, qui offrent une flexibilité structurelle, une perméabilité naturelle et une adaptabilité aux mouvements du sol, conférant ainsi une stabilité inhérente à l'ouvrage.

Etude de stabilité pour le canal en béton :

Le dimensionnement d'un canal trapézoïdal en béton armé nécessite une analyse approfondie de sa stabilité face à différents modes de rupture potentiels. Trois aspects critiques doivent être évalués : le renversement, qui pourrait faire basculer la structure sous l'effet des pressions latérales ; le glissement, qui risquerait de déplacer le canal sur sa base ; et le poinçonnement, susceptible de provoquer une rupture localisée du béton sous l'effet de contraintes concentrées. Ces calculs de stabilité sont essentiels pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage hydraulique dans diverses conditions d'exploitation et environnementales.

Bilan des forces :

Forces motrices (déstabilisatrices) :

- Poussée des terres (P_t)
- Pression de l'eau (P_{e1} , P_{e2} , P_{e3})
- Surcharge (S)

Forces résistantes (stabilisatrices) :

- Poids du canal (incluant le radier P_r et les voiles P_v)
- Poids du terrain mort

Les forces appliquées sont représentées dans la figure suivante :

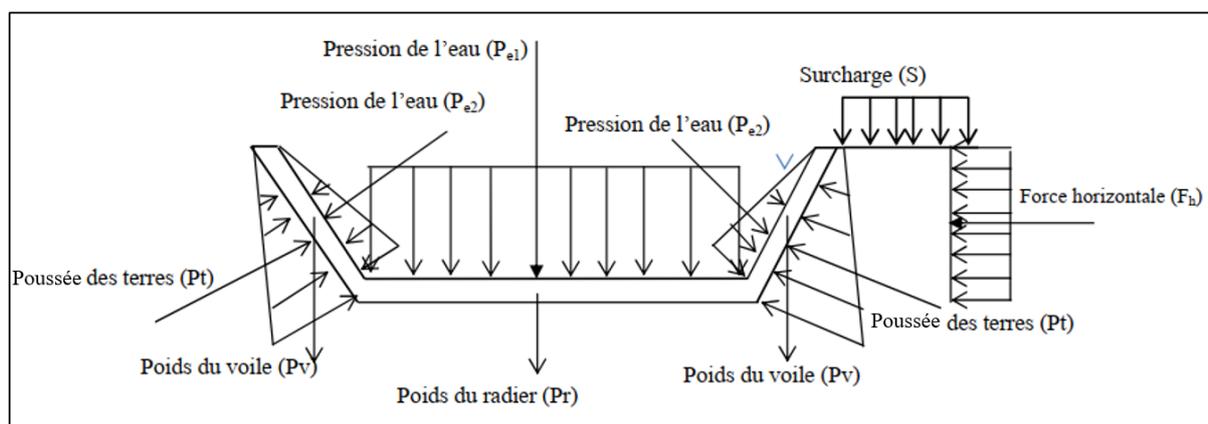


Figure V.14 : Schéma des efforts agissant sur un canal trapézoïdal

La figure V.15 représente le schéma du canal :

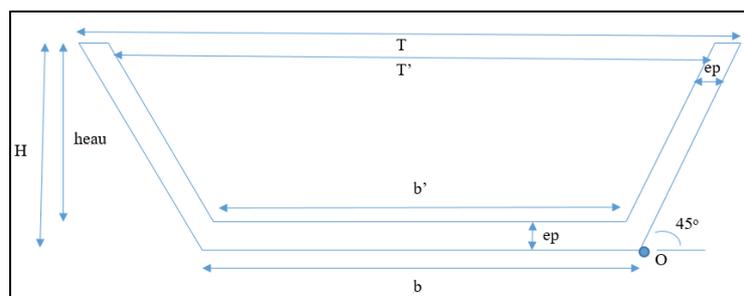


Figure V.15 : Schéma descriptif de la section trapézoïdal du canal

Le tableau V.19 présente les dimensions du canal :

Tableau V.19 : les dimensions du canal trapézoïdal

Symbole	Valeur (m)
b	12
b'	11.7
T	17.3
T'	17
ep radier	0.15
ep voile	0.15
heau	2.5
h	2.65

Les caractéristiques mécaniques du canal sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau V.20 : Caractéristiques mécaniques du canal

Notation	Désignation	Valeur
Poids volumique du béton (t/m ³)	γ_b	2.5
Poids volumique de l'eau (t/m ³)	γ_w	1
Poids volumique des terres (t/m ³)	γ_t	1.8
Cohésion	C	0
Angle de frottement	ϕ	30°
Surcharge (KN/m ²)	S	1

Après calcul des différentes forces agissant sur le canal, on représente les résultats dans le tableau V.21 :

Tableau V.21 : Bilan des forces agissant sur le canal trapézoïdal

Notation	Valeur (t)
Poids radier	4.44
Poids voile	1.32
Peau1	35.88
Peau2	6.25
Poids des terres Pt	4.21
Pt projection / l'axe X	2.99
Pt projection / l'axe Y	2.99
Pe2 / l'axe X	4.44
Pe2 / l'axe Y	4.44
Fh	0.88

Calcul des moments :

Tableau V.22 : Calcul des moments stabilisateur et de renversement pour les deux états limites

ELS	Moment stabilisateur	325.62 t.m
	Moment de renversement	53.18 t.m
ELU	Moment stabilisateur	480.91 t.m
	Moment de renversement	73.64 t.m

Calcul de stabilité :

- **Stabilité au renversement :**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\sum \text{Moments stabilisateurs}}{\sum \text{Moments déstabilisateurs}} \geq F_R = 1.5$$

Alors :

$$\frac{M_{stabELS/o} = 325.62}{M_{renELS/o} = 53.18} = 6.12 > 1.5$$

D'où la stabilité du canal contre le renversement est vérifiée.

- **Stabilité au glissement :**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces déstabilisatrices}} \geq F_R = 1.5$$

A.N : $F_G = 30.01 > 1.5$;

D'où la stabilité du canal contre le glissement est vérifiée.

- **Stabilité au poinçonnement :**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Avec : $e = \frac{M_G}{N}$ et B la largeur du canal en bas ;

$N = \sum$ Forces verticales ;

$M_G = \sum M (F_V ; F_H)$.

Et la contrainte admissible du sol est prise égale à $\sigma_{sol} = 0.8$ bar.

Détermination des efforts résultants au centre de la gravité de la base de fondation et calcul des contraintes :

Tableau V.23 : Détermination des efforts et des contraintes moyennes

	N/G (t)	M/G (t.m)	e	σ_1 (bar)	σ_2 (bar)	σ_{moy} (bar)
ELS	45.87	1.17	0.025	0.39	0.38	0.38
ELU	68.64	1.75	0.025	0.58	0.57	0.58

D'où $\sigma_{moyELS} = 0.38 < \sigma_{sol} = 0.8$ bar ;

Et $\sigma_{moyELU} = 0.58 < \sigma_{sol} = 0.8$ bar ;

Donc, la stabilité du canal contre le poinçonnement est vérifiée.

Les analyses de stabilité effectuées sur le canal ont donné des résultats satisfaisants. La structure a démontré sa résistance au glissement, au renversement et au poinçonnement en considérant à la fois l'État Limite de Service (ELS) et l'État Limite Ultime (ELU). Ces trois critères essentiels étant validés, on peut conclure que le canal est non seulement stable dans des conditions normales d'utilisation (ELS), mais aussi capable de résister à des situations extrêmes ou accidentelles (ELU).

V.6.3.4 Estimation du coût de la 2ème variante

Après avoir déterminé les caractéristiques techniques de la deuxième variante, il est primordial d'établir un devis estimatif détaillé des coûts associés à la réalisation du projet. Cette étape permet d'évaluer la faisabilité économique de la variante proposée.

V.6.3.4.1 Canal en béton

Pour cette variante, le béton constitue l'élément principal du canal trapézoïdal, avec une épaisseur de 15 cm (e1) pour le radier et les berges, garantissant la solidité et l'étanchéité de l'ouvrage. De plus, une couche de 5 cm (e2) de béton de propreté servant de couche de base et améliorant la qualité de la surface de pose.

Les calculs de volume de béton nécessaire seront effectués séparément pour le béton de propreté et le béton dosé à 350 kg/m³, permettant ainsi une estimation précise des coûts de matériaux et de mise en œuvre.

Volume du béton

◆ Le béton de propreté

$$V_{B_p} = e \times b \times L$$

Avec :

e : l'épaisseur du béton de propreté en (m) ;

b : La largeur du fond du canal en (m) ;

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

◆ Le béton dosé à 350 kg/m³

$$V_{B_{350}} = (S_r + S_b) \times L$$

Avec :

S_r : La surface du radier en m² ($S_r = e * b$) ;

S_b : La surface des berges en m² ($S_b = e * 2h\sqrt{1 + m^2}$) ;

D'où :

h : la hauteur en m.

Le Tableau V.24 résume le coût de réalisation d'un canal en gabion et en béton armé pour l'Oued Safsaf.

Tableau V.24 : Devis de réalisation d'un canal trapézoïdal en béton armé pour le tronçon B de l'Oued Safsaf

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblais	m ³	25380	250	6 345 000.00
	Remblais	m ³	1897	700	1 327 900.00
Béton de propreté		m ³	725	13000	9 425 000.00
Béton dosé à 350 Kg/m ³		m ³	3341	40000	133 640 000.00
Montant total					150 737 900.00

V.6.3.4.2 Canal en gabion

Dans notre étude, nous allons utiliser un gabion de dimensions (1m * 1m * 1m) le long de 1817m du cours d'eau avec trois (03) étages pour le tronçon A1 et quatre (04) étages pour le tronçon C1.

Pour le fond, on utilise des matelas Reno de dimension 6*2*0.3m.

Le tableau V.25 présente l'estimation du coût de la variante :

Tableau V.25 : Devis de réalisation d'un canal en gabion pour les tronçons A1 et C1 de l'Oued Safsaf

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Tronçon A1					
Terrassement	Déblais	m ³	21131	250	5282750.00
	Remblais	m ³	735	700	218400.00
Géotextile		mL	7296	2500	18240000.00
Matelas Reno		Cage 6*2*0.3	565	10000	5650000.00
Gabion		m ³	7296	5000	36480000.00
Total					47,631,150.00
Tronçon C1					
Terrassement	Déblais	m ³	10395	250	2599000.00
	Remblais	m ³	312	700	218400.00
Géotextile		mL	4808	2500	12020000.00
Matelas Reno		Cage 6*2*0.3	235	10000	2350000.00
Gabion		m ³	4808	5000	24040000.00
Total					38,888,300.00
Total des deux tronçons					86,519,450.00
Total variante 2					237,257,350.00
TVA (19%)					45,078,896.50
Montant total de la variante 2					282,336,246.50

V.7 Choix de la variante :

Pour choisir la variante la plus appropriée pour l'aménagement de l'Oued Safsaf, nous allons procéder à une analyse comparative des deux variantes proposées en tenant compte des caractéristiques de chaque tronçon.

V.7.1 Analyse comparative :

1. Adaptation aux zones :
 - Variante 1 : Bien adaptée aux zones agricoles (tronçons A et C) avec l'enrochement, et à la zone urbaine (tronçon B) avec les dalots.
 - Variante 2 : Utilise des solutions plus uniformes, potentiellement moins adaptées aux spécificités de chaque zone.
2. Pente :
 - Les pentes varient de 0.1% à 0.3%. Les gabions et le béton armé (variante 2) peuvent mieux gérer ces variations que l'enrochement simple.
3. Longueur des tronçons :
 - La variante 2 offre une solution plus homogène sur l'ensemble du linéaire, ce qui peut simplifier la construction et l'entretien.
4. Capacité hydraulique :
 - Les dalots (variante 1, tronçon B) peuvent offrir une meilleure capacité en zone urbaine où l'espace est limité.
 - Les canaux en gabion et en béton armé (variante 2) offrent généralement une bonne capacité hydraulique.
5. Intégration paysagère :
 - L'enrochement et les gabions s'intègrent mieux dans le paysage, surtout en zone agricole.
6. Durabilité et entretien :
 - Les gabions et le béton armé (variante 2) sont généralement plus durables et nécessitent moins d'entretien que l'enrochement.
7. Coût :
 - Pour les tronçons 1 et 3 où il y a des zones agricoles, la variante 2 (gabion) est moins couteuse que l'enrochement.
 - Pour le tronçon 2 (zone urbanisée), la variante 1 (canalisation en dalots) est moins couteuse que le canal en béton.

V.7.2 La variante choisie :

Après analyse, nous optons pour combiner les éléments des deux variantes, nous allons choisir de faire un canal en gabion pour les tronçons A1 et C1 respectivement et une canalisation en dalots pour le tronçon B. Voici les raisons principales :

1. Cohérence des largeurs : Les canaux en gabion (12-13m) ont des largeurs plus proches de la canalisation en dalots que les canaux en enrochement (14-20m), ce qui facilite un peu la transition hydraulique.

2. Adaptation au contexte urbain : Les dalots sont bien adaptés à la zone urbaine (Tronçon 2) où l'espace est un peu limité et il y a des endroits où la largeur du terrain naturel n'est pas suffisante pour faire un canal en béton.
3. Stabilité et durabilité : Les gabions offrent une meilleure stabilité et durabilité que l'enrochement simple, particulièrement dans les zones agricoles (Tronçons 1 et 3).
4. Gestion de la capacité hydraulique : Cette combinaison permet de maintenir une capacité hydraulique suffisante tout au long du cours d'eau.
5. Facilité de mise en œuvre : Les gabions et les dalots sont des solutions relativement faciles à mettre en place.
6. Coût optimisé : Cette solution hybride offre un bon compromis en termes de coûts.

V.8 Zones de transition

Pour assurer une transition efficace et sécurisée et une continuité hydraulique entre les différents tronçons du canal, nous proposons les solutions suivantes pour chaque jonction :

1. Entre le Tronçon A et le Tronçon B (transition gabion-béton) :
 - Prévoyez une section mixte, une protection des berges est réalisée par un revêtement en gabions plats d'une épaisseur de 0,5 m, complétée par un fond en béton armé. Le choix d'une section mixte a été adopté dans l'optique de réguler la rugosité moyenne du canal dans cette zone.
 - Prévoyez une longueur de transition d'environ 3 à 6 fois la largeur du canal (soit 36 à 72 mètres) pour assurer une adaptation graduelle de l'écoulement.

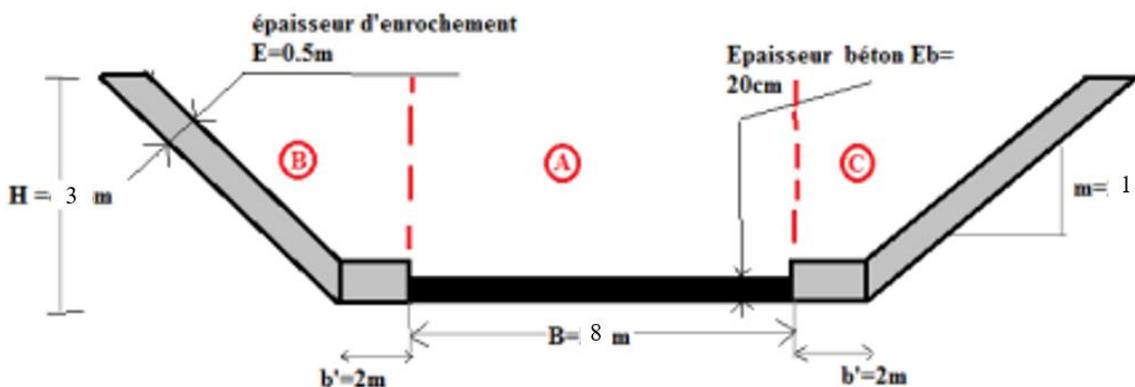


Figure V.16 : Schéma représentatif de la section de transition

2. Entre le Tronçon B et le Tronçon C (transition béton-gabion) :
 - Élargissez progressivement la base du canal ;
 - Installez un radier en béton armé qui se prolonge depuis la section en béton de l'ouvrage de rejet et s'intègre aux premiers mètres du gabion ;
 - Longueur de transition : environ 3 à 6 fois la largeur du canal (soit 36 à 72 mètres).

Cette longueur permet :

- Une adaptation progressive de l'écoulement ;
- Une réduction efficace des turbulences ;
- Une meilleure gestion du changement de rugosité ;
- Une transition structurelle plus stable entre les deux types de canaux.

Recommandations générales pour les zones de transition :

1. Prévoyez des dispositifs de mesure (échelles limnimétriques) à chaque transition pour surveiller les niveaux d'eau.
2. Installez des barrières anti-débris en amont des transitions si nécessaire.

V.9 Carte de profondeur d'eau après aménagement :

L'analyse des impacts hydrologiques de l'aménagement de l'Oued Safsaf nécessite une visualisation précise des nouvelles profondeurs d'eau. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel RAS-Mapper afin de générer une carte détaillée. Cette représentation cartographique, illustrée dans la figure suivante, offre un aperçu clair des profondeurs d'eau anticipées pour une période de retour de 100 ans après la mise en place des aménagements. Elle permet d'évaluer l'efficacité des mesures prises pour la gestion des crues et la protection contre les inondations dans notre zone d'étude.

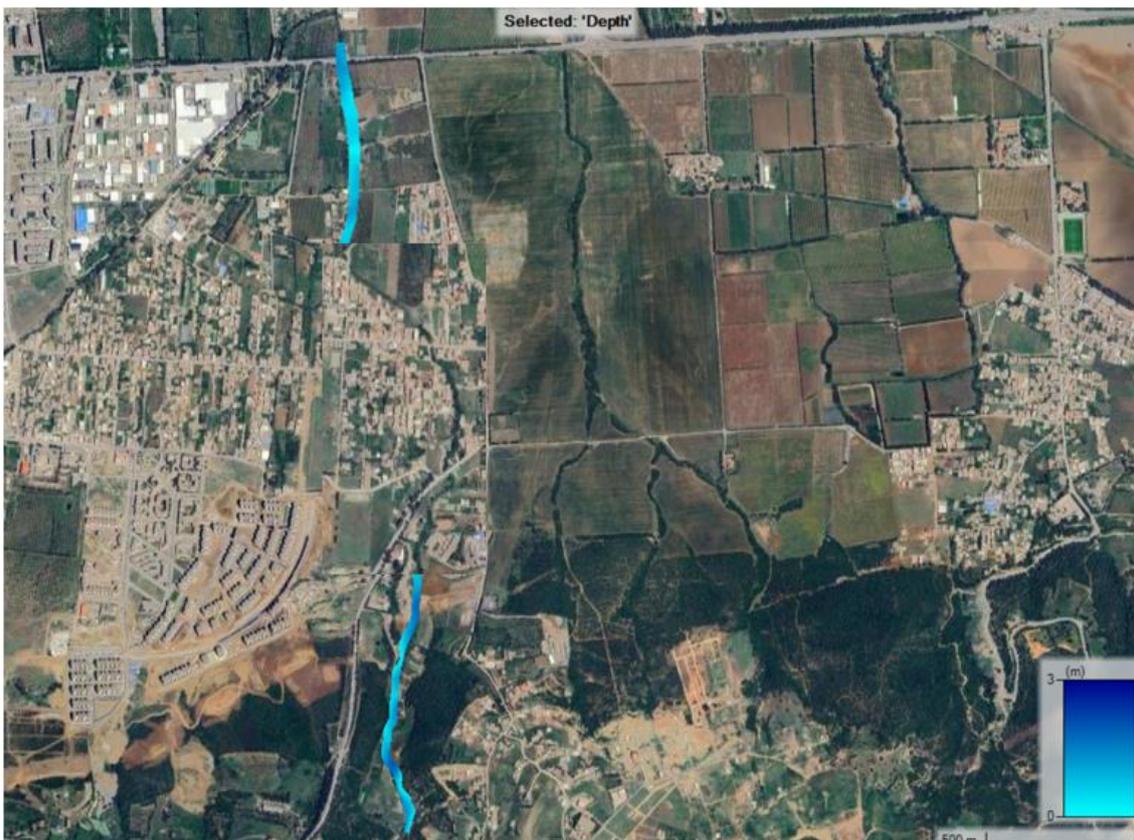


Figure V.17 : Carte des profondeurs d'eau après aménagement pour $T = 100$ ans

Il est évident que les variantes d'aménagement choisies garantissent la préservation de notre zone contre les risques d'inondation, comme le montre la carte de profondeur d'eau.

V.10 Les ouvrages de traversée :

Le cours d'eau de notre étude est traversé par une infrastructure routière (la route nationale N°29). Cependant, étant donné que nous ne disposons pas des dimensions et des hauteurs réelles de cet ouvrage pour faire la simulation des écoulements, nous suggérons des dalots dimensionnés en fonction du débit véhiculé car les ouvrages busés risquent d'être colmatés par les déchets et les sédiments. On propose un revêtement en béton spécifique afin éviter l'érosion autour de ces ouvrages.

D'un point de vue structurel, deux types de dalots peuvent être projetés :

- **Les dalots préfabriqués à section standards** : réalisés pour satisfaire les conditions d'utilisation courantes et permettent de répondre à un grand nombre de demande dans le marché, ce type assure la rapidité d'exécution et l'entrée en service, par conséquent réduction des coûts.

- **Les dalots fabriqués sur terrain** : et réalisés selon la demande pour une meilleure adaptabilité aux besoins de l'ouvrage, que ce soit en section, hauteurs, surcharge...etc. Ce type coûte plus cher et prend plus de temps à réaliser.

L'assemblage de ces deux types de dalots est assuré par plusieurs méthodes, essentiellement par joint souple en caoutchouc qui garantit une étanchéité et une bonne résistance aux efforts radiaux.

La route nationale N°29 tronçon C1 : voici les résultats de dimensionnement de l'ouvrage de traversée obtenus par le logiciel FLOW MASTER

- ◆ La pente : 0.001 ;
- ◆ Nombre des dalots « 3x3x1.5 » : 3 dalots ;
- ◆ H critique : 2.8 m ;
- ◆ Hauteur d'eau : $h = 2.5$ m ;
- ◆ Epaisseur de la dalle – radier – voiles : $e = 30$ cm.

Les deux figures suivantes présentent une vue 3D de l'ouvrage de traversé :

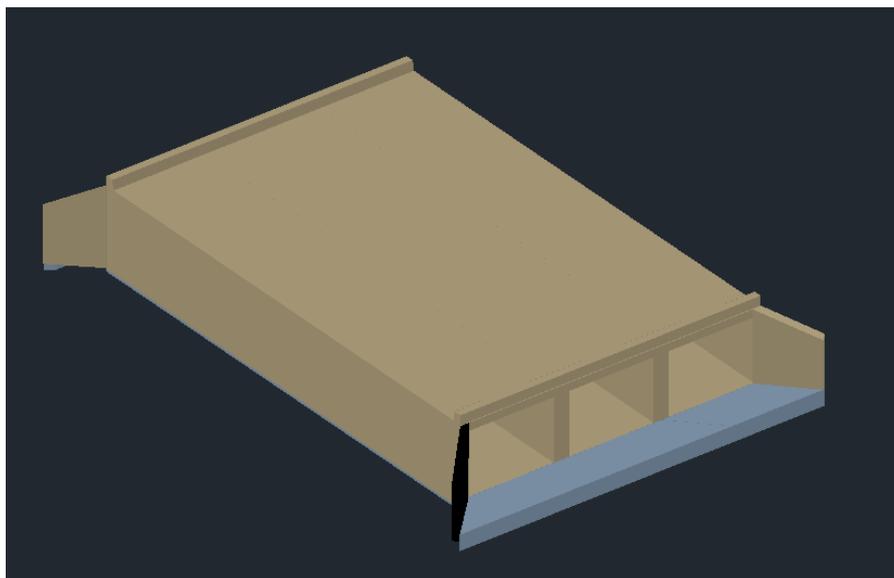


Figure V.18 : Vue 3D de l'ouvrage de traversée de la route nationale N29, (Source : Logiciel Civil3D)

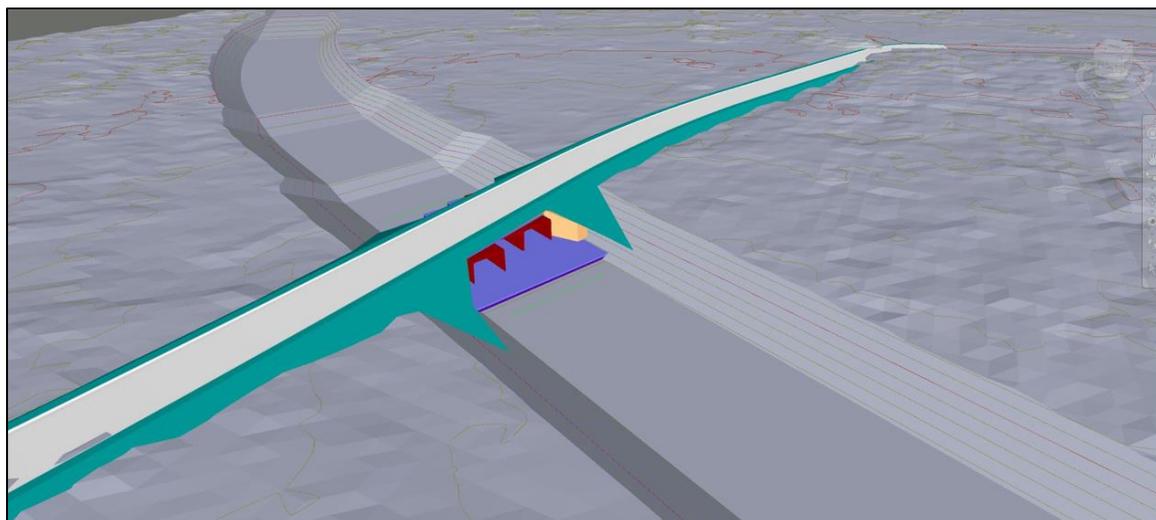


Figure V.19 : Vue 3D de l'ouvrage de traversée de la route nationale N29, (Source : Logiciel Civil3D)

Optimisation de la gestion des crues

Dans l'éventualité d'une crue exceptionnelle dépassant la capacité des dalots existants, nous proposons la mise en place de **canaux de dérivation** comme mesure de protection supplémentaire. Ces canaux, dimensionnés pour gérer l'excédent du débit de crue centennal estimé à 88 m³/s, seraient disposés de part et d'autre du cours d'eau principal. Chaque canal, de section trapézoïdale, aurait une largeur au fond de 1.5 mètres, une profondeur de 1,2 mètre, avec des pentes de talus à 45°. Cette configuration permettrait à chaque canal d'évacuer environ

7 m³/s, assurant ainsi une gestion efficace des débits excédentaires. Les canaux seraient revêtus de béton pour minimiser l'érosion et optimiser l'écoulement, avec un coefficient de Manning de 0,013. Cette solution, couplée aux trois dalots de 3x3 mètres, offrirait une capacité totale d'évacuation supérieure au débit de crue centennial, renforçant significativement la résilience du système face aux événements hydrologiques extrêmes.

Conclusion

Au terme de cette analyse des variantes d'aménagement de l'Oued Safsaf, nous avons opté pour une solution hybride qui allie l'efficacité hydraulique, la durabilité environnementale et la faisabilité économique. Le choix d'un canal mixte, combinant des tronçons en gabion et en canalisation enterrée en dalots, représente un compromis optimal entre la nécessité de contrôler les écoulements et le souci de préserver l'équilibre écologique du cours d'eau.

La mise en place des solutions adaptées dans les zones de transition qui sont critiques contribue à une gestion plus homogène et efficace des écoulements sur l'ensemble du linéaire de l'oued.

Par ailleurs, la proposition de canaux de dérivation aux abords des infrastructures routières offre une réponse pragmatique aux risques de crues exceptionnelles. Cette mesure complémentaire renforce la résilience globale du système face aux événements hydrologiques extrêmes, tout en préservant l'intégrité des ouvrages de franchissement existants.

L'ensemble de ces aménagements s'inscrit dans une vision intégrée de la gestion des cours d'eau urbains, conciliant la protection contre les inondations, la préservation de l'environnement et l'intégration paysagère. Cette approche multidimensionnelle vise à créer un équilibre durable entre les besoins de développement urbain et la nécessité de maintenir les fonctions écologiques de l'Oued Safsaf.

CHAPITRE VI

Gestion et organisation du chantier

VI CHAPITRE 6

GESTION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction

L'organisation du chantier constitue une étape cruciale dans la réalisation de tout projet d'aménagement, en particulier lorsqu'il s'agit d'intervenir sur un cours d'eau tel que l'Oued Safsaf traversant la nouvelle ville de Bouinane. Cette phase essentielle consiste à prévoir et à coordonner efficacement l'ensemble des ressources nécessaires - qu'elles soient humaines, matérielles ou liées aux matériaux - tout en imposant un rythme de travail optimal. L'objectif principal est d'assurer une utilisation judicieuse de ces moyens, garantissant ainsi la rapidité d'exécution, la qualité des travaux et l'optimisation économique du projet.

VI.1 Réalisation de la variante choisie

La réussite d'un projet d'aménagement d'un oued ne repose pas uniquement sur une bonne connaissance du site et une conception adaptée. L'exécution soignée et les ressources allouées jouent un rôle crucial dans la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de mobiliser tous les moyens nécessaires pour garantir une construction optimale.

L'organisation du chantier vise à optimiser l'utilisation des ressources humaines et matérielles de manière économique et efficace. Pour atteindre cet objectif, plusieurs actions sont indispensables :

- Élaborer des méthodes d'exécution précises et des procédés opératoires intégrant les techniques de construction modernes pour maximiser le rendement.
- Répartir et coordonner les tâches en faisant appel à une main-d'œuvre qualifiée et spécialisée.
- Structurer efficacement les postes de travail.
- Favoriser une mécanisation accrue des processus.
- Recruter et déployer un personnel adéquat, tant en quantité qu'en qualité.

VI.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

L'équipe chargée de la réalisation d'un projet est principalement structurée autour du :

◆ Maître d'Ouvrage MOA

Le MOA peut être une personne physique ou morale pour qui les travaux sont exécutés. Son rôle est crucial car il doit définir les objectifs du projet et assurer le financement. Le maître d'ouvrage doit assumer des responsabilités, tels que :

- Gestion globale du projet ;
- Communication efficace des informations pertinentes ;
- Respect des obligations contractuelles ;

- Coordination et cohérence de l'équipe et supervision des contrats de réalisation du projet ;
- Suivi de la réalisation des travaux ;
- Réception du projet finalisé.

Pour mener à bien sa mission, le MOA doit s'entourer d'un ensemble de compétences variées. Ces expertises sont essentielles pour assurer une définition précise du projet, une conception appropriée et une exécution efficace des travaux (**Benoit & Gülseren, 2021**).

◆ Maître d'œuvre MOE

Le MOE est un acteur clé dans la réalisation d'un projet, pouvant être une personne physique ou morale. Désigné par le Maître d'Ouvrage, ses responsabilités se résume par :

- Élaboration des plans et des spécifications techniques ;
- Définition des méthodes de construction
- Supervision des travaux sur le chantier
- Vérification de la conformité avec les plans et les normes établies

Le MOE occupe une position centrale dans le projet, car il :

- Détient la responsabilité effective de l'exécution des travaux
- Exerce une autorité réelle sur l'ensemble du chantier
- Assure la liaison entre la vision du Maître d'Ouvrage et la réalisation concrète du projet
- Coordonne les différents intervenants et corps de métiers

Son expertise technique et sa capacité à gérer les aspects pratiques du projet font du MOE un élément indispensable pour garantir la qualité, la sécurité et le respect des délais dans la réalisation de l'ouvrage.

◆ L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

- Réaliser l'ouvrage selon les spécifications du contrat ;
- Assurer la qualité de l'exécution par un contrôle rigoureux ;
- Maîtriser les coûts liés aux travaux ;
- Élaborer et respecter le planning d'exécution ;
- Répondre aux obligations établies dans les documents contractuels ;
- Exécuter précisément les travaux définis dans son contrat ;
- Gérer les équipes sur le chantier ;
- Assurer la liaison avec les autres intervenants du projet.

Le lien contractuel entre les intervenants traditionnels d'un chantier peut être illustré par la figure suivante :

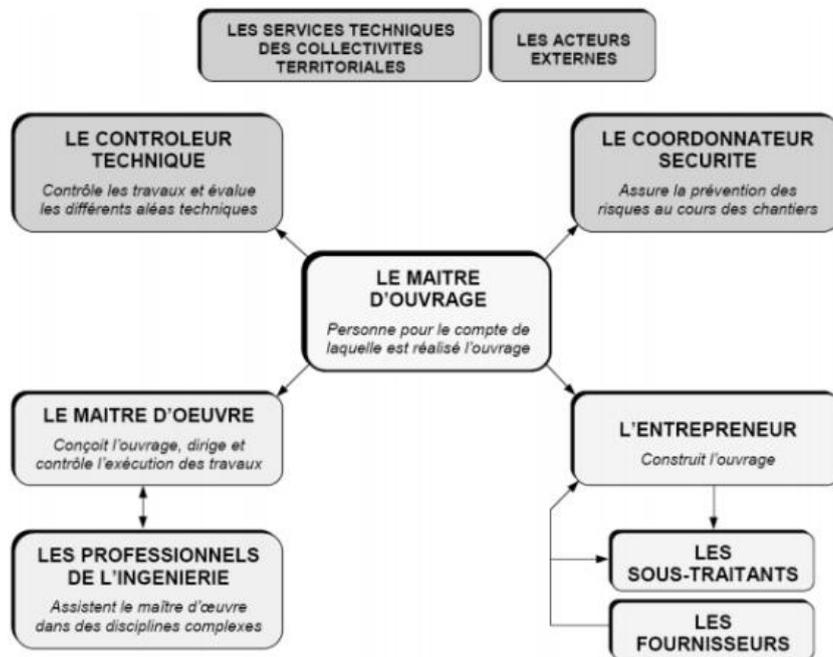


Figure VI.1 : Structure organisationnelle des personnes du chantier (Ghomari, 2013)

VI.3 Installations du chantier

VI.3.1 Installations destinées au personnel :

Ces installations sont conçues pour assurer le confort, la sécurité et l'efficacité du personnel travaillant sur le chantier, tout en respectant les réglementations en matière de conditions de travail. Elles comprennent les dortoirs, les vestiaires, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

- **Pierres :**

Les pierres destinées aux enrochements et au gabionnage doivent répondre à des critères spécifiques pour garantir leur efficacité. Leur taille doit être adaptée aux besoins du projet, tandis que leur forme, généralement anguleuse, favorise une meilleure imbrication. La qualité des pierres est cruciale : elles doivent résister à l'érosion et aux forces hydrauliques du cours d'eau. Une uniformité dans les dimensions est recherchée pour assurer une répartition équilibrée des forces au sein de la structure. Concernant leur stockage, il est impératif de les entreposer dans une zone sèche et propre, à l'abri des intempéries, notamment de la pluie et du gel. Une précaution particulière consiste à éviter tout contact direct avec le sol, prévenant ainsi toute contamination par des matériaux fins qui pourrait compromettre la stabilité des pierres. Ces

mesures visent à préserver l'intégrité des matériaux, garantissant ainsi la durabilité et l'efficacité des structures d'enrochement et de gabionnage dans leur environnement aquatique.

- **La grille en acier galvanisé :**

La grille en acier galvanisé représente l'élément central de la structure du gabion. Cette grille est fabriquée à partir de fils d'acier entrelacés, puis recouverts d'une couche protectrice de zinc pour lutter contre la corrosion. Les dimensions des mailles de la grille sont adaptées en fonction de la grosseur des pierres qui seront utilisées pour le remplissage des gabions. Pour préserver leur qualité, ces grilles doivent être entreposées dans un environnement sec et propre, protégées des rayons directs du soleil et des intempéries. Afin d'éviter toute déformation, il est crucial de ne pas plier les grilles ni de les empiler les unes sur les autres lors du stockage.

- **Le géotextile :**

Le géotextile est un matériau essentiel dans la construction des gabions, se présentant sous forme d'un tissu perméable stratégiquement placé sous les enrochements et les structures gabionnées. Sa fonction principale est de protéger le sol sous-jacent contre l'érosion tout en créant une barrière efficace entre le sol et les pierres. Ce tissu technique joue également un rôle crucial dans le drainage, permettant à l'eau de s'écouler librement et prévenant ainsi la formation de poches d'eau potentiellement déstabilisantes pour les enrochements et les gabions. Pour maintenir ses propriétés, le géotextile nécessite un stockage approprié dans un environnement frais et sec, à l'abri des rayons directs du soleil. La manipulation de ce matériau requiert une attention particulière : il est impératif d'éviter de le plier ou de le déchirer afin de préserver son intégrité et garantir son efficacité une fois mis en place.

- **L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique du site sera assurée de manière autonome grâce à l'utilisation d'un groupe électrogène. Cette solution pratique permet de s'affranchir de la nécessité d'une connexion au réseau électrique à moyenne tension de SONELGAZ, offrant ainsi une plus grande flexibilité d'implantation et d'opération.

- **L'alimentation en eau potable :**

Pour répondre aux besoins en eau potable, un système de stockage a été mis en place. Ce dispositif repose sur l'utilisation d'un réservoir de capacité suffisante, dont le volume sera renouvelé quotidiennement. Cette approche garantit un approvisionnement constant et fiable en eau potable pour toutes les activités du site.

- **L'alimentation en carburant :**

La gestion du carburant sur le site a été soigneusement planifiée pour assurer un approvisionnement régulier et sécurisé. L'apport de carburant sera effectué par des camions citernes, permettant un transport efficace et flexible. Le stockage du carburant se fera dans des réservoirs enterrés, une solution qui optimise l'espace tout en renforçant la sécurité. Ces réservoirs seront équipés de systèmes de pompe modernes, facilitant ainsi la distribution du carburant selon les besoins opérationnels du site.

VI.3.3 Installations destinées à la réparation des engins :

Bien que les réparations majeures soient généralement effectuées hors site, le chantier dispose d'un atelier polyvalent et bien équipé. Cette installation est conçue pour assurer l'entretien régulier des équipements et faire face aux réparations urgentes. Cet atelier joue un rôle crucial dans le maintien de l'efficacité opérationnelle du parc d'engins, minimisant ainsi les temps d'arrêt et assurant la continuité des travaux.

VI.3.4 Installations pour la préfabrication :

Le site est doté d'infrastructures spécialisées pour la préfabrication, principalement sous forme de hangars spacieux et fonctionnels. Ces espaces sont équipés de matériel de pointe nécessaire à la fabrication des éléments essentiels de l'ouvrage. On y produit notamment des poutres, des dalles, des conduites et des murettes. Cette approche de préfabrication sur site permet d'optimiser la qualité, les délais et les coûts de production des composants clés du projet.

VI.4 Les moyens du chantier

- **Les moyens humains :**

La réussite du projet repose sur la mobilisation d'une équipe hautement qualifiée. Une attention particulière est portée à la sélection de personnels compétents, tant pour la réalisation des études préliminaires que pour la phase de construction. Chaque membre de l'équipe est choisi en fonction de ses qualifications, titres et compétences spécifiques, garantissant ainsi une expertise adaptée à chaque étape du projet. Des informations détaillées sur le profil de chaque intervenant sont disponibles, soulignant l'adéquation entre les compétences de l'équipe et les exigences du chantier.

- **Les moyens matériels :**

Le matériel utilisé est celui des équipements fréquemment utilisés sur les chantiers de construction. Les gros engins mécaniques joueront un rôle important dans la diminution des dépenses et des délais des travaux de terrassement.

Tableau VI.1 : Engins utilisés

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

VI.5 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les montants de réalisation de la variante retenue sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Devis des différents travaux d'aménagement de l'Oued Safsaf

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA/mL)	
	Décapage de la couche végétale	m ³	6048	300	1814400.00	
Canal en gabion	Terrassement	Déblais	m ³	31526	250	7881500.00
		Remblais	m ³	1047	700	732900.00
	Géotextile		mL	12104	2500	30260000.00
	Matelas Reno			800	10000	8000000.00
	Gabion		m ³	12104	5000	60520000.00
Canalisation en dalot	Terrassement	Déblais	m ³	29184	250	7296000.00
		Lit de pose	m ³	900	1500	1350000.00
		Remblais	m ³	12525	700	8767500.00
	Dalot préfabriqué		3*3*1.5	811	145000	117595000.00
	Ouvrage de réception			1	1500000	1500000.00
	Ouvrage de rejet			1	800000	800000.00
	Regard			26	30000	780000.00
Transport des terres excédentaires		m ³	30479	400	12191600.00	
Ouvrages de traversée	Dalot préfabriqués		3*3*1.5	21	145000	3045000.00
	Canaux de dérivation en béton		m ³	22	40000	880000.00
Montant total HT					263,413,900.00	
TVA (19%)					50,048,641.00	
Montant total TTC					313,462,541.00	

Le montant total du projet s'élève à **313,462,541.00 DA**, « Trois cent treize millions quatre cent soixante-deux mille cinq cent quarante et un dinars algériens ».

VI.6 Planification de projet

VI.6.1 Définition :

La planification est une fonction essentielle qui consiste à répertorier, hiérarchiser et programmer les diverses composantes d'un projet, tout en déterminant les aptitudes nécessaires à leur exécution. C'est un instrument fondamental permettant au chef de projet d'améliorer la performance globale de ses opérations. Les finalités de cette planification englobent plusieurs aspects cruciaux :

- Structuration efficace des différents postes de travail.
- Surveillance attentive des activités en cours de déroulement.
- Examen approfondi des multiples tâches constitutives du projet.
- Quantification précise du temps requis pour chaque opération, souvent réalisée par chronométrage.
- Recherche constante de solutions innovantes pour simplifier les procédés de travail.

VI.6.2 Techniques de la planification

Deux méthodes de planification principales sont présentes, à savoir :

- ◆ Méthodes basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes basées sur le graphique.

VI.6.2.1 Méthodes basées sur le réseau

VI.6.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau représente graphiquement un projet et permet de mettre en évidence la relation entre les différentes opérations nécessaires pour atteindre l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations est symbolisée par un nœud.



- **Réseau à nœuds** : Dans un réseau à nœuds, chaque nœud symbolise une opération ou une étape du processus, tandis que les flèches (ou arêtes) représentent la succession ou le flux d'information entre ces opérations. Les directions des flèches peuvent indiquer l'ordre dans lequel les opérations sont réalisées. Cela offre une représentation visuelle et une compréhension de la façon dont les différentes étapes d'un processus interagissent entre elles.



Il n'est possible de débiter l'opération (B) que si l'opération (A) est terminée.

VI.6.2.1.2 Construction du réseau :

La construction d'un réseau s'articule autour de six étapes essentielles :

1. **Élaboration d'une liste de tâches :** Commencez par établir une liste détaillée de toutes les activités à réaliser, en quantifiant les efforts nécessaires (durée) et en identifiant les ressources requises (matériel, personnel). N'oubliez pas de préciser les dépendances entre les tâches (une tâche ne peut commencer que si une autre est terminée).

2. **Identification des précédences :** Une fois l'inventaire des tâches réalisé, il convient d'établir un ordre logique d'exécution en identifiant les tâches qui doivent impérativement être achevées avant que d'autres puissent commencer. Ces relations de précedence sont fondamentales pour la planification du projet.

3. **Représentation graphique :** Pour faciliter la compréhension et la communication, il est recommandé de représenter les tâches et leurs interdépendances sous forme de diagrammes de réseau. Ces outils visuels, tels que les diagrammes PERT ou Gantt, permettent de visualiser l'ensemble du projet et d'identifier les chemins critiques.

4. **Intégration des sous-ensembles :** Dans le cas de projets complexes, il est souvent utile de décomposer le projet en sous-projets et de construire des diagrammes de réseau pour chacun d'eux. Ces diagrammes partiels peuvent ensuite être regroupés pour obtenir un diagramme de réseau global.

5. **Délimitation du projet :** Pour bien cerner le périmètre du projet, il est important de définir clairement les tâches qui marquent le début et la fin du projet. Ces tâches, appelées respectivement tâche de début et tâche de fin, servent de points de repère pour le suivi de l'avancement.

6. **Construction du réseau complet :** L'étape finale consiste à assembler tous les éléments précédents pour constituer un réseau de projet complet. Ce réseau, qui intègre l'ensemble des tâches, leurs relations, les échéances et les ressources, est un outil indispensable pour planifier, suivre et contrôler l'exécution du projet.

VI.6.2.1.3 Méthodes de gestion de projet basées sur le réseau :

◆ **Méthode CPM (Critical Path Method) :**

Cette méthode vise à optimiser la durée d'un projet en identifiant le chemin critique (séquence de tâches qui détermine la durée totale du projet). Elle se déroule en trois étapes : estimation des ressources (humaines, matérielles et financières), analyse détaillée du réseau et ajustement en fonction des contraintes et des objectifs du projet, il peut être nécessaire d'ajuster le réseau initial. Par exemple, il peut s'agir de modifier la durée de certaines tâches, d'ajouter des ressources ou de modifier l'ordre d'exécution des tâches.

◆ **Méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique) :**

La méthode PERT est une méthode probabiliste qui permet de prendre en compte l'incertitude liée aux durées des tâches. Elle est particulièrement adaptée aux projets complexes et innovants. Le principe de la méthode PERT est de représenter les tâches du projet sous forme de nœuds et les relations de dépendance entre les tâches sous forme d'arcs. En affectant à chaque

tâche une durée estimée et une probabilité d'occurrence, il est possible de calculer la durée probable du projet et d'identifier les tâches les plus critiques.

VI.6.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

◆ Méthode linéaire (Line of Balance technique) :

Cette méthode est particulièrement adaptée aux projets de construction caractérisés par une répétition de tâches identiques. Elle permet de représenter graphiquement l'avancement des travaux dans le temps et dans l'espace, ce qui facilite la détection des écarts par rapport au planning initial et l'ajustement des ressources.

◆ Méthode à barres :

Cette méthode consiste à représenter les tâches du projet sous forme de barres horizontales, dont la longueur est proportionnelle à la durée de la tâche. Les liens entre les tâches sont représentés par des flèches. Cette méthode permet de visualiser les dépendances entre les tâches et d'identifier les tâches critiques.

VI.6.3 Les étapes de la planification

La planification d'un projet est un processus itératif qui se déroule en plusieurs étapes :

● Recueil et analyse des données

La première étape consiste à collecter toutes les informations pertinentes sur le projet (objectifs, contraintes, ressources disponibles, etc.). Ces informations sont ensuite analysées afin d'identifier les principaux enjeux et de définir les objectifs du projet.

● Décomposition du projet en tâches

Le projet est divisé en tâches élémentaires, chacune étant suffisamment précise pour pouvoir être planifiée et suivie. Cette décomposition permet de mieux maîtriser la complexité du projet et de faciliter la répartition des responsabilités.

● Établissement des relations entre les tâches

Les différentes tâches sont liées entre elles par des relations de précedence (une tâche ne peut commencer que si une autre est terminée) ou de simultanéité (plusieurs tâches peuvent être exécutées en parallèle). L'identification de ces relations est essentielle pour établir un planning réaliste.

VI.6.4 Sélection de la méthode de calcul

Le choix de la méthode CPM est particulièrement adapté aux projets où les tâches s'enchaînent de manière séquentielle, comme c'est le cas dans notre étude.

VI.6.4.1 Paramètres de la méthode C.P.M :

La mise en œuvre de la méthode CPM nécessite la définition des paramètres suivants :

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

La relation entre ces paramètres est définie par les équations suivantes :

$$DFP = DCP + Tr$$

$$DCPP = DFPP - Tr$$

- Tr : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- MT : marge totale, c'est le délai supplémentaire dont dispose une activité sans que cela n'affecte la durée totale du projet ;
- DFPP : date de finition au plus tard.

VI.6.4.2 Chemin critique (C.C) :

- Le chemin critique est le parcours le plus long dans le réseau de projet, en termes de durée. Il relie les activités qui n'ont aucune marge de manœuvre, c'est-à-dire celles dont le retard aurait un impact direct sur la date de fin du projet. En d'autres termes, le chemin critique représente la séquence d'activités qui conditionne la durée totale du projet. Tout retard sur une activité du chemin critique aura pour conséquence de retarder l'ensemble du projet.

- Pour identifier un chemin critique, il vous faut simplement vérifier les deux conditions suivantes.

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

VI.6.5 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, un instrument largement employé en gestion de projet, se présente comme l'un des moyens les plus efficaces pour représenter de manière visuelle l'état d'avancement des diverses activités composant un projet. La colonne initiale du diagramme énumère exhaustivement toutes les tâches à exécuter, tandis que l'en-tête linéaire reflète les unités de temps les plus appropriées à la planification du projet, que ce soit en jours, semaines, mois, etc. Chaque tâche se manifeste sous forme d'une barre horizontale dont la position et la longueur sont des indicateurs de la date de commencement, de la durée et de la date de clôture. En somme, ce diagramme offre une vue d'ensemble instantanée des éléments suivants :

- La totalité des tâches requises ;
- Les dates de commencement et de fin de chaque tâche ;
- La durée de chaque tâche ;
- Les éventuels chevauchements entre les tâches et leur durée ;

- Les dates de début et de fin du projet dans son ensemble.

Pour résumer, un diagramme de Gantt liste de manière exhaustive toutes les tâches nécessaires à la réalisation du projet, tout en spécifiant les délais associés (le calendrier).

VI.6.6 Élaboration du réseau selon la méthode CPM

Le Critical Path Method (CPM) est une technique de planification visant à minimiser à la fois le délai et le coût de la réalisation d'un projet, tout en maximisant l'efficacité du travail. Pour créer le réseau de planification, la première étape consiste à établir la liste des diverses tâches impliquées dans le projet.

Le **tableau VI.3** résume la liste des tâches pour la réalisation de la variante retenue.

Tableau VI.3 : Liste des opérations avec leurs durées

Tache	Symbole	Durée (jours)
Délimitation et sécurisation de la zone de travail	A	10
Installation du chantier	B	15
Tronçon 1		
Décapage de la terre végétale	C	12
Travaux de terrassement	D	20
Compactage	E	8
Pose de géotextile	F	5
Gabionnage	G	30
Remblaiement et finition	H	20
Tronçon 2		
Décapage de la terre végétale	I	12
Travaux de terrassement et fondations	J	35
Pose de dalots	K	40
Remblaiement et finition	L	25
Tronçon 3		
Décapage de la terre végétale	M	8
Travaux de terrassement	N	15
Compactage	O	5
Pose de géotextile	P	3
Gabionnage	Q	24
Pose de dalots pour l'ouvrage de traversée	R	20
Remblaiement et finition	S	15
Déménagement du chantier	T	15

Dans le **tableau VI.4** on présente chaque tache avec celles qu'elle précède :

Tableau VI.4 : Succession des taches

Opération	Durée (jours)	Succède	précède
A	10	B	-
B	15	C, I, M	A
C	12	D	B
D	20	E	C
E	8	F	D
F	5	G	E
G	30	H	F
H	20	T	G
I	12	J	B
J	35	K	I
K	40	L	J
L	25	T	K
M	12	N	B
N	20	O	M
O	8	P	N
P	5	Q	O
Q	30	R	P
R	20	S, T	Q
S	25	T	R
T	10	-	H, L, R, S

On représente le réseau de planification des tâches par la méthode CPM de la variante retenue par la figure VI.2 :

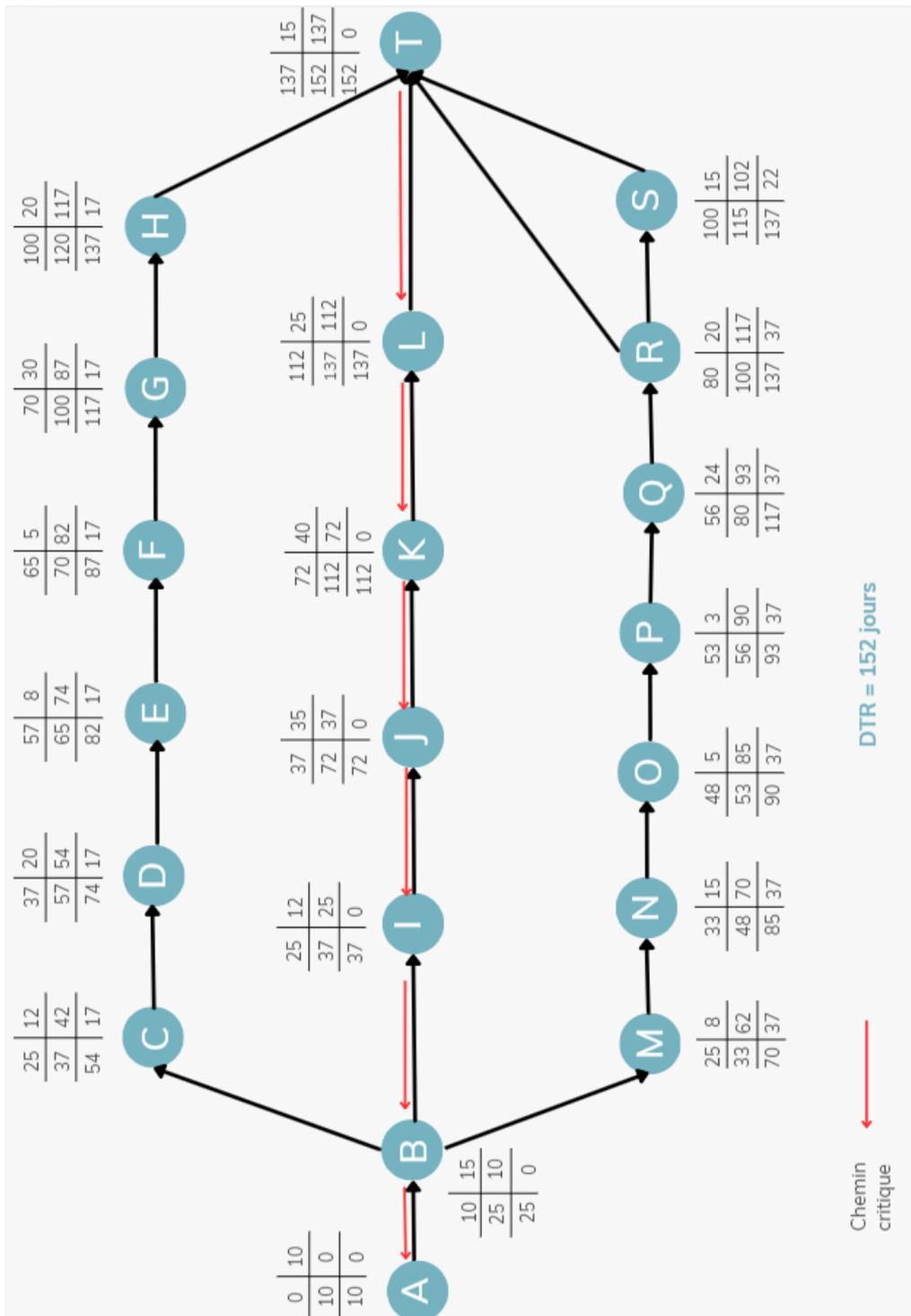


Figure VI.2 : Réseau de planification des tâches avec la méthode CPM

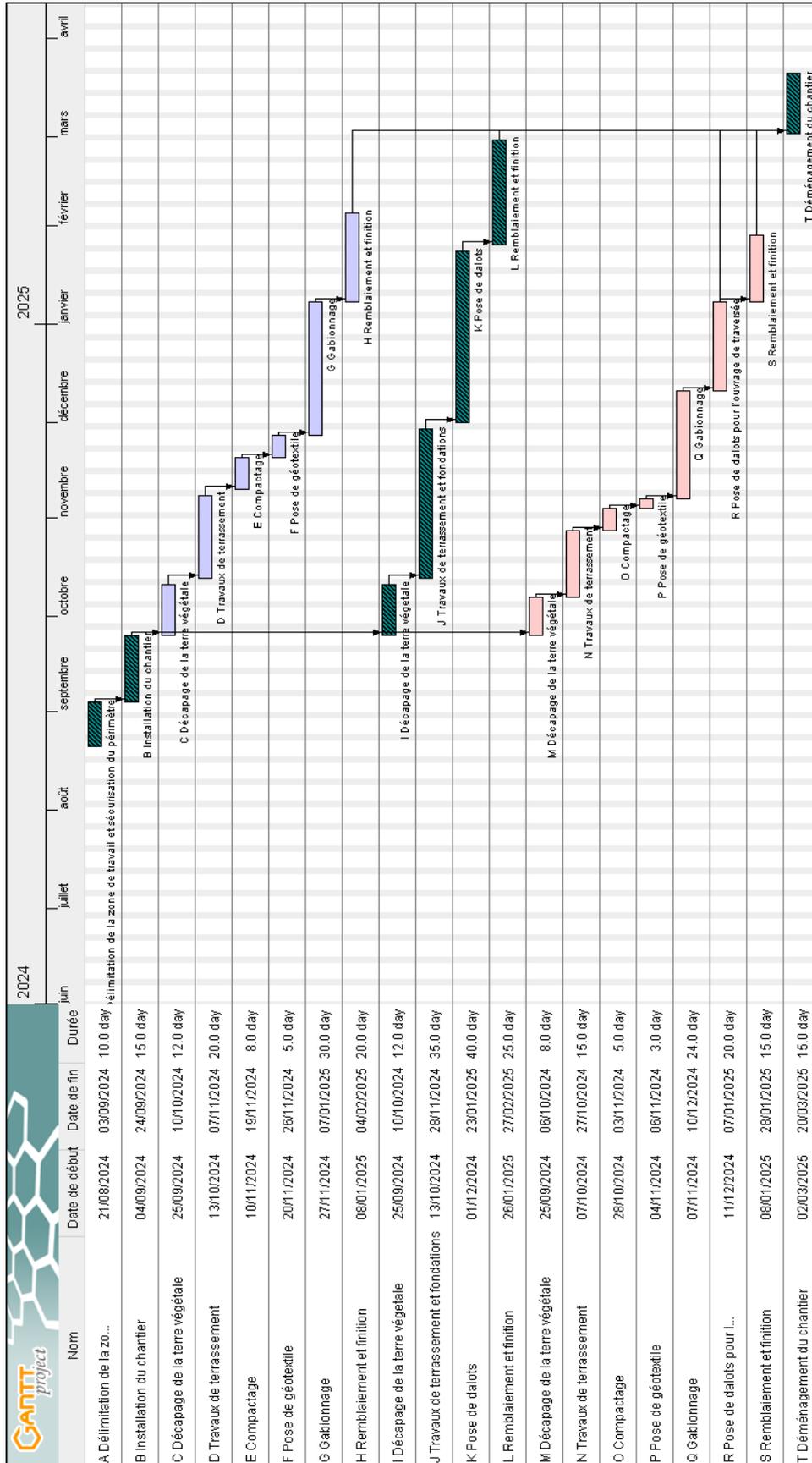


Figure VI.3 : Diagramme de Gantt

VI.7 Sécurité de travail

La sécurité du travail se définit comme l'ensemble des mesures, pratiques et procédures mises en place pour prévenir les accidents, les blessures et les maladies professionnelles sur le lieu de travail. Elle vise à créer et maintenir un environnement de travail sûr et sain pour tous les intervenants du chantier.

Dans le cadre de notre projet d'aménagement du cours d'eau d'Oued Safsaf, plusieurs tâches présentent des risques significatifs pour la sécurité des travailleurs. Ce tableau présente les principaux risques potentiels associés à chaque tâche majeure de notre projet, avec une évaluation de leur niveau de gravité (Faible, Moyen, Élevé).

Tableau VI.5 : Liste des travaux impliquant des risques spéciaux

N°	Travaux	Risques potentiels	Evaluation		
			F	M	E
1	Délimitation de la zone de travail et sécurisation du périmètre	Accidents de circulation	X		
		Chute de plain-pied	X		
		Blessures diverses	X		
2	Installation du chantier	Chute d'objets		X	
		Électrocution			X
		Incendie		X	
3	Décapage de la terre végétale	Poussières		X	
		Accidents avec engins			X
		Enfouissement			X
4	Travaux de terrassement	Eboulement			X
		Chute dans l'excavation			X
		Noyade			X
5	Compactage	Vibration		X	
		Bruit		X	
		Écrasement			X
6	Pose de géotextile	Coupures	X		
		Chute de plain-pied	X		
		Exposition aux produits chimiques		X	
7	Gabionnage	Chute de hauteur			X
		Ecrasement par les gabions			X
		Blessures aux mains		X	
8	Pose de dalots	Chute d'objets lourds			X
		Ecrasement			X
		Noyade			X
9	Remblaiement et finition	Accidents avec engins			X
		ensevelissement			X
		Poussières		X	
10	Déménagement du chantier	Chute d'objets		X	
		Accidents de circulation		X	
		Blessures diverse	X		

◆ Planification de la sécurité

Pour assurer la sécurité de tous les intervenants sur le chantier, les mesures suivantes seront mises en place :

a) Formation et sensibilisation :

- Formation obligatoire à la sécurité pour tous les travailleurs avant le début des travaux ;
- Réunions de sécurité hebdomadaires pour rappeler les consignes et discuter des risques spécifiques ;

b) Équipements de protection individuelle (EPI) :

- Port obligatoire du casque, des chaussures de sécurité et du gilet haute visibilité ;
- EPI spécifiques (harnais, masques, gants) selon les tâches effectuées ;

c) Sécurisation du chantier :

- Clôture complète du chantier et contrôle des accès ;
- Signalisation claire des zones dangereuses ;

d) Utilisation des engins et véhicules :

- Vérification quotidienne des engins avant utilisation ;
- Définition de voies de circulation sécurisées sur le chantier ;
- Formation spécifique des opérateurs d'engins ;

e) Travaux de terrassement et gabionnage :

- Étude géotechnique préalable pour évaluer les risques d'effondrement ;
- Mise en place de systèmes de soutènement adaptés ;
- Surveillance continue des parois lors des excavations ;

f) Pose de dalots :

- Utilisation d'équipements de levage appropriés et certifiés ;
- Zone d'exclusion lors des opérations de levage ;
- Procédures spécifiques pour le guidage et la mise en place des dalots ;

g) Plan d'urgence :

- Élaboration d'un plan d'évacuation d'urgence ;
- Présence permanente d'une trousse de premiers secours sur le chantier ;
- Désignation et formation de secouristes du travail ;

h) Contrôle et suivi :

- Inspections régulières du chantier par le responsable sécurité ;
- Analyse des presqu'accidents et mise en place d'actions correctives ;
- Tenue à jour d'un registre de sécurité ;

La mise en œuvre rigoureuse de ces mesures de sécurité vise à créer un environnement de travail sûr et à minimiser les risques d'accidents sur notre chantier d'aménagement du cours d'eau d'Oued Safsaf. La sécurité est l'affaire de tous, et chaque intervenant sera responsabilisé pour maintenir un haut niveau de vigilance tout au long du projet.

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons détaillé les différents aspects de la planification, de la gestion des ressources et de la coordination des travaux.

Le calcul du montant total pour la variante retenue s'élève à **313,462,541.00 DA**, « Trois cent treize millions quatre cent soixante-deux mille cinq cent quarante et un dinars algériens ». Cette estimation financière rigoureuse nous permet d'avoir une vision claire des investissements requis et de garantir une gestion efficace des ressources tout au long du projet.

Un accent particulier a été mis sur la sécurité du travail, aspect fondamental de notre organisation. L'identification des tâches à risque et la mise en place d'un plan de sécurité détaillé témoignent de notre engagement à créer un environnement de travail sûr pour tous les intervenants.

Conclusion générale

L'aménagement de l'Oued Safsaf dans le contexte de l'expansion urbaine rapide de la nouvelle ville de Bouinane représente un défi complexe à l'intersection de l'ingénierie hydraulique, de l'urbanisme et de la gestion environnementale. Notre étude a adopté une approche intégrée pour aborder cette problématique, en combinant des analyses hydrologiques, modélisations hydrauliques et considérations économiques, tout en intégrant les considérations environnementales dans notre démarche.

L'étude hydrologique, pierre angulaire de notre travail, a révélé les caractéristiques particulières du bassin versant de l'Oued Safsaf. Sa forme allongée, son relief prononcé et son temps de concentration faible favorisent la formation de crues rapides. L'estimation d'un débit de crue centennal de **88 m³/s** à l'exutoire, obtenue grâce à l'application du modèle HEC-HMS et de la méthode SCS-CN, souligne l'ampleur du risque et justifie la nécessité d'interventions ciblées.

La modélisation hydraulique, réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS, a permis d'identifier avec précision les zones à risque d'inondation. Cette cartographie du risque a mis en évidence un aléa fort à moyen sur notre zone d'étude, soulignant l'importance d'un aménagement complet de l'oued pour assurer la protection des populations et des infrastructures de la ville nouvelle de Bouinane.

Pour répondre à ces défis, nous avons élaboré une proposition d'aménagement qui combine différentes techniques de manière judicieuse. Le choix d'un canal mixte, alternant des tronçons en gabion et en canalisation enterrée en dalots, représente une solution optimale conciliant une efficacité hydraulique, une durabilité environnementale et une faisabilité économique. Cette approche est complétée par des aménagements spécifiques dans les zones de transition et la mise en place de canaux de dérivation aux abords des infrastructures routières, renforçant ainsi la résilience globale du système face aux événements hydrologiques extrêmes.

L'aspect financier du projet a été minutieusement étudié, avec un budget estimé à **313,462,541.00 DA**, avec un délai d'exécution de **152 jours** pour la réalisation de l'ensemble des travaux. Cette estimation rigoureuse, couplée à une planification détaillée de la gestion des ressources et de la coordination des travaux, pose les bases d'une réalisation efficace et transparente du projet sur le long terme. Une attention particulière a été portée à la sécurité du chantier, démontrant notre engagement à créer un environnement de travail sûr pour tous les intervenants.

En conclusion, ce projet d'aménagement de l'Oued Safsaf démontre qu'il est possible de concilier une protection contre les risques naturels, une préservation de l'environnement et un développement urbain harmonieux, à condition d'adopter une approche multidisciplinaire et innovante. Les solutions proposées dans ce mémoire ouvrent des perspectives prometteuses pour la gestion des risques d'inondation dans des contextes similaires en Algérie.

Références bibliographiques :

- Belazreg, N. E. H. (2019). *Fonctionnement hydrologique des bassins versants à réseaux hydrographiques différents*.
- Benabbas, M., Abdelkader, A., & Mohamed, G. (2016). Étude du risque d'inondation dans la ville de Constantine (nord-est algérien). *Revue Géographique de l'Est*, 56(1-2).
- Bennis, S. (2004). *Hydraulique et hydrologie* (2e éd.).
- Bouchelkia, H., & Remini, B. (2003). Quantification du transport solide dans le bassin versant algérien du Chellif. *Sciences Eaux & Territoires*, 33.
- Bouguerra, S., Bouanani, A., & Baba-Hamed, K. (2016). Transport solide dans un cours d'eau en climat semi-aride : Cas du bassin versant de l'Oued Boumessaoud (nord-ouest de l'Algérie). *Revue des sciences de l'eau*, 29(3), 179-195.
- Boutoutaou, D. (2014). *Méthode de Calcul des Crues des Oueds Non Jauges L'Algérie*.
- Bouzid, S., Ourad, S., Boulkaibet, A., Sakhri, A., Hamimed, A., & Chouieb, M. (2012). Cartographie des zones à risque d'inondation dans le bassin versant de l'Oued Beni Foughal (Nord-Est de l'Algérie). *Physio-Géo*, 6, 351-368.
- Cherif, L., & Boukhemis, K. (2015). Urbanisation et risques naturels : cas de la ville de Skikda (Nord-Est algérien). *Cahiers de géographie du Québec*, 59(166), 113-134.
- Coutagne, A. (1951). *Méthodes pour déterminer le débit de crue maximum qu'il est possible de prévoir pour un barrage et pour lequel le barrage doit être établi*.
- Eleutério, J. (2012). *Flood risk analysis: Impact of uncertainty in hazard modelling and vulnerability assessments on damage estimations* [Thèse de doctorat, Université de Strasbourg].
- EMI. (1999). *Méthodes de calcul d'un débit de projet*.
- Faye, C. (2018). *Périmètre du bassin versant*.
- Gaume, E. (2002). *Éléments d'analyse sur les crues éclair* [Thèse de doctorat, ENGREF (AgroParisTech)].
- Graf, W., & Altinakar, M. S. (1993). *Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme* (Vol. 16). *Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*.
- Graguid, T. B. (2011). *Système d'informations et représentations cartographiques pour la gestion des inondations à Cotonou* [Mémoire, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et l'Environnement].
- Guemache, M. A., Djellit, H., Ymmel, H., Sofiane, G., & Dorbath, C. (2010). La faille post-astienne de Bouinan–Soumâa (Région de Blida, bordure Sud du bassin de la Mitidja (Algérie) : Expression néotectonique et implication dans l'évaluation de l'aléa sismique.

Guillot, P., & Durand, D. (1969). La Méthode du gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. UNESCO Digital Library.

Hamdaoui, A., Bouaïchi, M. C., & Bennia, A. (2020). Flood risk assessment in an urban area: The case of the Oued El Harrach watershed in the Algiers region. *Journal of Water and Land Development*, 45(4-6), 52-60.

INERIS. (2003). *Evaluation des incertitudes associées aux méthodes géostatistiques* [Rapport technique]. Laboratoire Central de Surveillance de la Qualité de l'Air.

Laborde, J. P. (2000). *Elements D'hydrologie De Surface*.

Lahlah, S. (2004). *Le risque d'inondation dans la ville de Annaba (Nord-Est Algérien): causes, conséquences et approche cartographique* [Thèse de doctorat, Université de Constantine].

Meddi, M., Talia, A., & Martin, C. (2009). Étude de la variabilité des précipitations annuelles dans le nord de l'Algérie. *Sécheresse*, 20(1), 57-65.

Merabet, A. (2006). *Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations* [Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés].

Musy, A., & Higy, C. (2004). *Hydrologie: Une science de la nature*. PPUR presses polytechniques.

Nouri, M., Ozer, A., & Ozer, P. (2016). Etude préliminaire sur le risque d'inondation en milieu urbain (Algérie). *Geo-Eco-Trop: Revue Internationale de Géologie, de Géographie et d'Écologie Tropicales*, 40(3).

Parvis, M. (1950). Drainage Pattern Significance in Air photo Identification Of Soils And Bedrocks. *Photogrammetric Engineering*.

Perrin, C., Michel, C., & Andréassian, V. (2003). Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation. *Journal of Hydrology*, 279(1-4), 275-289.

Sardou, M., Maouche, S., & Missoum, H. (2016). Combining GIS and HEC-RAS in floods modeling of Wadi Merabtine in Souk Ahras city, Algeria. *Journal of Water and Land Development*, 31(1), 119-127.

Strahler, A. N. (1952). Hypsometric (Area-Altitude) Analysis of Erosional Topography. *Geological Society of America Bulletin*, 63(11), 1117-1142.

Talia, A., & Amara, R. (2009). Le risque d'inondation dans la vallée de l'oued Soummam (est de l'Algérie). *Géomorphologie : relief, processus, environnement*, 15(4), 337-350.

Touaibia, B. (2004). *Manuel Pratique d'Hydrologie*. Presse Madani frères.

Touaibia, B. (2015). *Manuel pratique d'hydrologie* (2e éd.).

UNDRO. (1980). *Natural disasters and vulnerability analysis* [Report of expert group meeting]. United Nations Disaster Relief Office.

US Army Corps of Engineers. (2016). *HEC HMS user manual*.

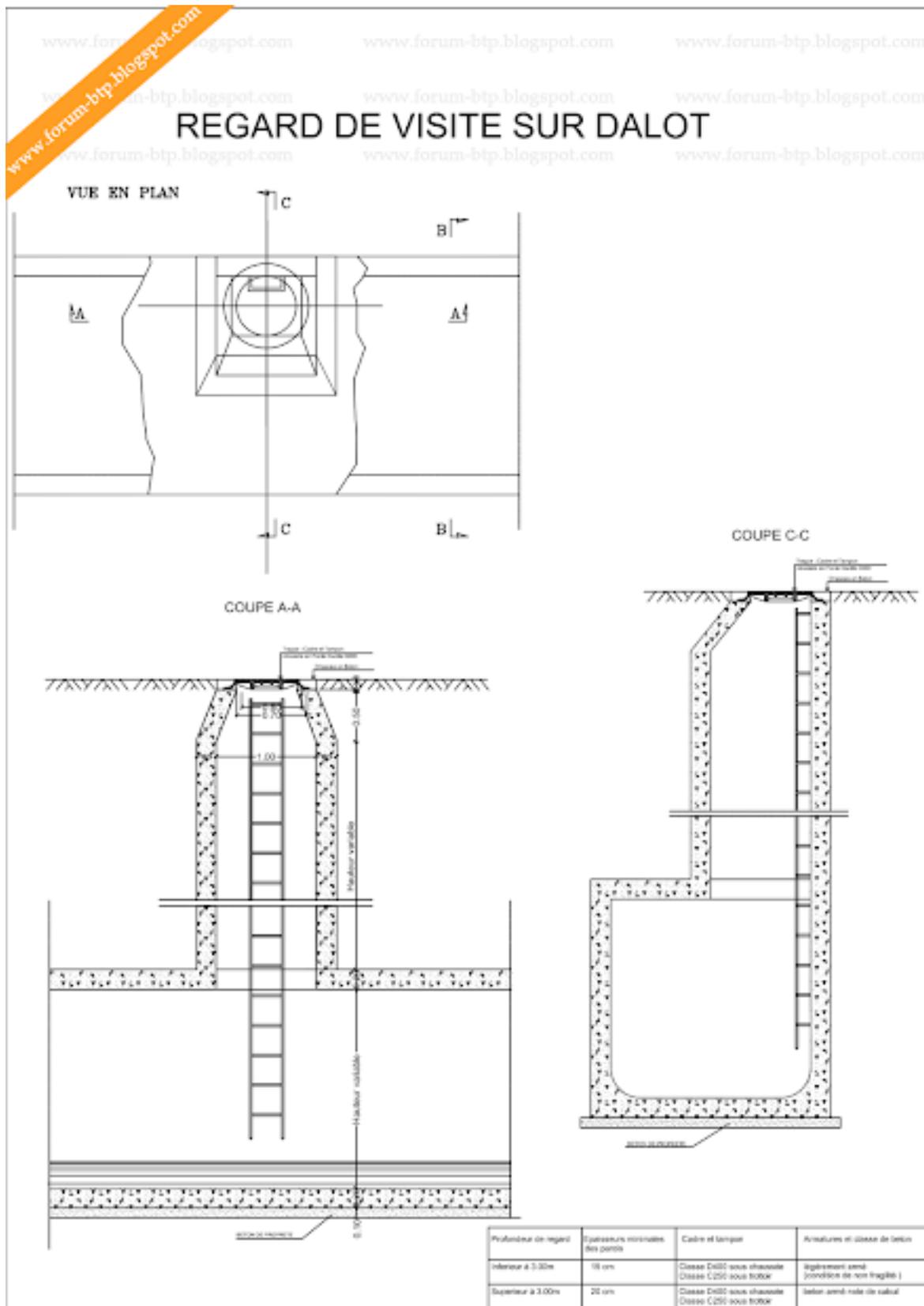
Yahiaoui, A., Touaibia, B., & Bouvier, C. (2017). Modélisation pluie-débit et prédétermination des crues de référence d'un bassin versant de l'Algérie septentrionale : cas du bassin versant de l'oued Mekerra. *La Houille Blanche*, 1, 33-38.

Annexes

Annexes n°01 : Tableau des valeurs de χ^2

k	γ										
	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°02 : Plan détaillé d'un regard de visite sur dalot



Annexe n°03 : Plan détaillé d'un ouvrage de rejet sur dalot

