



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**AMÉNAGEMENT HYDRAULIQUE D'OUED GALIAN
COMMUNE DE HENNAYA (W. TLEMCEM)**

Présenté par :

SAIDI Salim

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Examineur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

Session Septembre 2022

DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : ma mère.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire, Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux, et le fruit de votre soutien.

Sans oublier mes amis et mes collègues pour leur soutien moral, et leur compréhension tout au long de mon parcours éducationnel.

REMERCIEMENT

Je remercie tout d'abord ALLAH le tout puissant de m'avoir donné le courage de Surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener à terme ce travail. Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma mère.

Toute ma gratitude pour mon promoteur monsieur AMMARI.A, pour ses judicieux conseils ainsi que sa générosité du savoir, transmise tout au long de l'élaboration de ce travail. Je tiens à remercier vivement toute les enseignantes et le staff de l'ENSH, CTH Tlemcen, DRE Tlemcen.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, que ce soit par son amitié, ses conseils ou son soutien moral.

ملخص :

غالبا ما تواجه الجزائر نوبات أمطار غزيرة يمكن أن تولد السيول والفيضانات مسببة أضرارا كبيرة مادية وحتى بشرية. الهدف من هذه الدراسة هو حماية بلدية الحناية "ولاية تلمسان" من الفيضانات من خلال تحديد المناطق المعرضة لخطر إرتفاع منسوب مياه واد غالينواقتراح مخطط لإعادة تهيئها.

في هذا السياق، قمنا بتطوير دراسة هيدرولوجية باستخدام نموذج HEC-HMS ، متبوعاً بمحاكاة هيدروديناميكية باستخدام برنامج RAS-HEC، وإنشاء خريطة لمناطق الفيضانات، وأخيرا وصف متغيرات التخطيط المقترحة من أجل التمكن من إختيار البديل الأكثر ملاءمة من وجهة نظر فنية واقتصادية

كلمات مفتاحية :

واد غالين , دراسة هيدرولوجية , الفيضانات, نموذج HEC-HMS, نموذج HEC-RAS .

Résumé

L'Algérie est souvent confrontée à des épisodes pluvieux importants qui peuvent générer des crues et des inondations pouvant causer des dégâts non négligeables.

L'objectif de cette étude est la protection de de la commune de Hennaya "w. Tlemcen" contre les inondations en identifiant les zones à risque dues aux débordements causées par oued Galian et proposer les schémas d'aménagements

Dans ce contexte, nous avons élaboré une étude hydrologique de bassin versant en utilisant le model HEC-HMS, suivi d'une simulation Hydrodynamique à l'aide de logiciel HEC-RAS, et la création d'une carte des zones inondables d'oued Galian. Enfin une description des variantes d'aménagement proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adapté d'un point de vue technico-économique.

Mots clés :

Oued Galian, étude hydrologique, les inondations, model HEC-HMS, débordements, model HEC-RAS, modélisation hydraulique, schémas d'aménagements.

Abstract

Algeria is frequently exposed to significant rainfall events that can generate floods causing serious damages on many levels.

The main objective of this study is protection of the municipality of Hennaya "w. Tlemcen" against flooding, by identifying the high-risk zones following the overflows of Galian river crossing the town of Hennaya.

as part of this study, we have elaborated a hydrological model for the watershed using the US Corps of engineers HEC-HMS model, followed by a hydrodynamic simulation using the HEC-RAS software, and the creation of a floodplain map of Galian river. Finally, a description of the proposed development variants in order to be able to choose the most suitable variant from a technical and economic point of view.

Key words:

Oued Galian, hydrological study, HEC-HMS model, overflows, HEC-RAS model, development plans

Table des matières

Chapitre I	La présentation de la zone d'étude	12
I.1	Introduction.....	13
I.2	Description générale de la zone d'étude	13
I.3	Situation Géographique de la zone d'étude	14
I.3.1	Relief	14
I.3.2	Situation Climatique.....	14
I.3.3	Précipitation.....	15
I.3.4	Température.....	16
I.3.5	Humidité.....	16
I.3.6	Les vents.....	17
I.3.7	Evapotranspiration Potentielle (ETP).....	17
I.4	. Les Aspects Démographiques.....	18
I.4.1	Les Formations Géologiques.....	19
I.4.2	Analyse litho-stratigraphique	19
I.4.3	Activité Sismique	22
I.4.4	L'AEP et l'assainissement dans la commune de Hennaya.....	23
I.4.5	Les équipements existants dans la Commune de Hennaya	23
I.5	. Conclusion	24
Chapitre II	Calculs Hydrologiques.....	25
II.1	Introduction.....	26
II.2	Caractéristiques morphométriques du bassin versant.....	26
II.2.1	Délimitation du bassin versant	26
II.2.2	Morphométrie	27
II.2.3	Les Caractéristiques de forme	27
II.2.4	Les Caractéristiques Du Relief.....	29
II.3	Les caractéristiques de réseau hydrographique	33
II.3.1	La longueur de cour d'eau principale.....	33
II.3.2	Densité de drainage	33
II.4	Détermination Du Temps De Concentration	34

II.5	Analyse statistique des séries pluviométriques.....	38
II.5.1	Méthodes De Mesure Des Précipitations	38
II.5.2	Ajustement de la série Pluviométriques	40
II.5.3	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	41
II.5.4	Ajustement de la série pluviométrique à Loi de Galton.....	43
II.5.5	Loi des extrêmes généralisée (GEV ou loi de Jenkinson).....	45
II.5.6	Le test d'adéquation :	46
I.1	Pluie De Courte Durée	48
II.6	. Estimation du débit de projet.....	50
II.6.1	Calcul du débit de crue.....	50
II.7	. Modélisation hydrologique avec le logiciel "HEC HMS"	54
II.7.1	Modèles hydrologiques de bassin versant.....	54
II.7.2	Les résultats de la simulation :	57
II.8	. Approche basée sur des Formules Empiriques	62
II.9	Conclusion	65
Chapitre III	Modélisation Hydraulique et aménagement	66
III.1	Introduction.....	67
III.2	Etude des écoulements	67
III.2.1	. Description générale de cour d'eau	67
III.2.2	Description des tronçons de l'oued.....	68
III.3	Modélisation de l'écoulement.....	69
III.3.1	. Définition.....	69
III.3.2	. Modèle HEC-RAS	70
III.3.3	. Caractéristiques du modèle.....	70
III.3.4	. Les Démarches de la simulation	71
III.3.5	Simulation de oued Galian à son état naturel	74
III.3.6	. Visualisation des résultats.....	74
III.3.7	. Discussion des résultats	76
III.4	Les zones inondables.	80
III.5	Etude des variantes d'aménagement	82
III.5.1	. Introduction.....	82
III.5.2	. Ecoulement Dans Les Canaux A Ciel Ouvert	82

III.6	Les techniques d'aménagements :.....	86
III.6.1	. La protection indirecte	86
III.6.2	. Laprotection directe	86
III.6.3	. Observations préliminaires	87
III.7	Proposition des variantes d'aménagements	87
III.7.1	. Variante No 01 : Canal en Dur « Bétonnage »	88
III.7.2	Choix des paramètres de dimensionnement	88
III.7.3	. Les paramètres d'écoulement	90
III.7.4	Estimation du coût de la première variante	94
III.7.5	Variante No 02 : Canal en gabion.....	99
III.7.6	. Estimation du coût de la variante.....	106
III.7.7	Variante No 03 : Canal mixte (béton et Matelas Reno).....	107
III.7.8	. Estimation du coût de la variante.....	112
III.7.9	. Choix de la variante d'aménagement	112
III.8	Conclusion	114
Chapitre IV	Management de projet	115
IV.1	Introduction.....	116
IV.2	Devis quantitatif et estimatif du projet.....	116
IV.2.1	Calcul du volume des travaux.....	116
IV.3	Planification De Projet.....	117
IV.3.1	. Définition.....	117
IV.3.2	. Techniques de la planification	117
IV.4	Conclusion	125

Table des figures

Figure I-1.Situation de la wilaya de Tlemcen et la commune de Hennaya	13
Figure I-2.Répartition Mensuelle des précipitations de la station de Hennaya (1990-2011).	15
Figure I-3.Répartition Mensuelle de la température de la station de Hennaya (1990-2011).....	16
Figure I-4.Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle par Penman modifié de la région de Tlemcen.....	18
FigureI-5.Géologie de la région de Tlemcen	21
Figure I-6 Carte de zonage sismique de l'Algérie	22
Figure II-1. Résultats de délimitation de bassin versant d'oued Galian.	26
Figure II-2.Diagramme et courbe Hypsométrique	30
Figure II-3.Carte Hypsométrique du bassin versant	31
Figure II-4.Pluviomètres	38
Figure II-5.Pluviographe.	39
Figure II-6.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	43
Figure II-7.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Lognormal(Galton)	44
Figure II-8.Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV.	46
Figure II-9.La comparaison graphique entre les lois.	47
Figure II-10.Courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence).	50
Figure II-11.carte d'occupation du sol.	52
Figure II-12.interface HEC-HMS.	55
Figure II-13.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T=100 ans	57
Figure II-14.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 50ans.	58
Figure II-15.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 20ans.	59
Figure II-16.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 10ans.	60
Figure II-17.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 5ans.	61
Figure III-1.Etat d'oued Galian en amont et en aval (26/01/2022).....	67
Figure III-2.Les différents tronçons du cours d'eau.	68
Figure III-3.Tronçon 01 en amont et aval (26/01/2022).	68
Figure III-4.Tronçon 02 le 26/01/2022	69
Figure III-5.Fenêtre de travail du logiciel Open source HEC-RAS 6.1	70

Figure III-6.Coefficients de rugosité de Manning (Chow V.T. ,1959).....	72
Figure III-7.Notre modèle numérique du terrain.	72
Figure 1-III-8.Répartition des sections transversales sur HEC RAS	73
Figure III-9.vues en profil de l'oued	74
Figure III-10.Variation de nombre de Froude en fonction de la distance	75
Figure III-11.Profil en travers du tronçon 01 au passage d'une crue centennale.....	76
Figure III-12.Profil en travers du tronçon 02 au passage d'une crue centennale.....	78
Figure III-13.Carte des zones inondables Pour T=100ans	80
Figure III-14.Carte des zones inondables Pour T=500ans	81
Figure III-15. Carte des zones inondables Pour T=1000ans.....	81
Figure III-16.Schéma des écoulements permanant et non permanents.....	83
Figure III-17.Schéma des écoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre.	83
Figure III-18.Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses	85
Figure III-19.Interface de logiciel FlowMaster.....	89
Figure III-20.section en travers du canal rectangulaire.....	90
Figure III-21.Section transversal « 1130 ».....	92
Figure III-22.Section transversal « 210 ».....	94
Figure III-23.Illustration de calculs des volumes déblai et remblai avec HEC-RAS	95
Figure III-24.Section transversal «1060 ». du tronçon 01.	102
Figure III-25.Vue des sections en perspective XYZ.....	102
Figure III-26 . Section transversal « 0 ». du tronçon 02.	104
Figure III-27 .Profil de la surface d'eau et du radier du canal Trancon 02.....	104
Figure III-28.Section en travers du canal Mixte.	108
Figure III-29.Section Transversal (Canal Mixte)	110
Figure IV-1 . Réseau à nœud	122
Figure IV-2. Diagramme de Gantt	124

Liste des tableaux

Tableau I-1. Précipitations Moyennes année 1990- 2011 Station Hennaya	15
Tableau I-2. Températures Moyennes mensuelles Station de Tlemcen.....	16
Tableau I-3. Répartition de l'humidité moyenne en % de la station de Tlemcen.....	17
Tableau I-4. Moyennes mensuelles des vents de la station de Tlemcen.....	17
Tableau I-5. Evolution de la population par sexe de la commune de Hennaya (1998-2008).....	19
Tableau II-1. Surface et périmètre du bassin versant.....	27
Tableau II-2. Indice de compacité de bassin versant.....	28
Tableau II-3. Les Paramètres morphométriques du bassin versant	29
Tableau II-4. Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du Bassin versant	29
Tableau II-5. La classification du relief par l'O.R.S.T.O.M.....	32
Tableau II-6. Altitudes caractéristique de bassin versant	33
Tableau II-7. Temps de concentration pour les différentes formules.....	36
Tableau II-8. Les caractéristiques du bassin versant.....	37
Tableau II-9. Identification de la station pluviométrique.....	39
Tableau II-10. La série des pluies journalières maximales.....	40
Tableau II-11. les paramètres statistiques de la série.....	41
Tableau II-12. Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	42
Tableau II-13. Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	44
Tableau II-14. Résultat de l'ajustement à la loi GEV.....	45
Tableau II-15. Les résultats du test d'adéquation.....	48
Tableau II-16. Les résultats de calcul des pluies de courte durée.....	49
Tableau II-17. Résultats de simulation pour la période de retour 100ans.....	57
Tableau II-18. Résultats de simulation pour la période de retour 50 ans.....	58
Tableau II-19. Résultats de simulation pour la période de retour 20ans.....	59
Tableau II-20. Résultats de simulation pour la période de retour 10ans.....	60
Tableau II-21. Résultats de simulation pour la période de retour 5 ans.....	61
Tableau II-22. Résultats de simulation pour BV d'oued Galian.....	62
Tableau II-23. Valeur de γ en fonction de bassin versant.....	63

Tableau II-24. Débits de crue du BV par les formules empiriques (m ³ /s)	64
Tableau II-25.Résultats des débits selon les deux approches	65
Tableau III-1.Résultats de simulation du tronçon 01.....	77
Tableau III-2.Résultats de simulation du tronçon 02.....	78
Tableau III-3 .Les paramètres d'écoulement du tronçon 01	91
Tableau III-4.Les paramètres d'écoulement du tronçon 02.	93
Tableau III-5. Devis estimative de la variante en béton	98
Tableau III-6. Granulométrie remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse (10)	99
Tableau III-7.Débit et nombre d'étages K	101
Tableau III-8. Débit et nombre d'étages K	101
Tableau III-9.Résultats de la simulation du tronçon 01	103
Tableau III-10 .Résultats de la simulation avec du tronçon 02.....	105
Tableau III-11.Devis estimative de la variante canal en gabion	106
Tableau III-12 .Résultats de calcul de la section Mixte (Béton et Matelas Reno).....	107
Tableau III-13.Calcul de rugosité composée	108
Tableau III-14.Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte Tronçon 01.	109
Tableau III-15.Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte Tronçon 02.	111
Tableau III-16.Résultats de calcul des volumes béton et Matelas Reno.....	112
Tableau III-17.Devis de la variante du canal mixte.	112
Tableau III-18.Les avantages et les inconvénients des variantes proposées.....	113
Tableau IV-1. Le coefficient de foisonnement selon le type du sol.	117
Tableau IV-2.Liste des opérations avec leurs durées.....	121
Tableau IV-3. Succession des tache.....	121
Tableau IV-4. Devis quantitatif et estimatif du projet	125

Introduction Générale

Les inondations et les crues sont certainement parmi les catastrophes naturelles les plus dévastatrices, qui provoquent non seulement des pertes en vie humaines, mais aussi des dégâts matériels considérables.

A cause du risque d'inondation présenté par l'Oued Galian, qui traverse la ville de Hennaya (W. Tlemcen), en plus de la pollution engendrée par les rejets des eaux usées. Notre présente étude a pour objet la protection de la commune de Hennaya contre les inondations est d'aménager oued Galian, pour atteindre ces objectif, ce travail s'articule autour des chapitres suivant :

La présentation de la zone d'étude, ce chapitre nous permettra de faire un diagnostic détaillé de l'ensemble des différents éléments caractérisant le territoire communal de Hennaya sur le plan topographique, géologique, démographique et hydraulique.

L'étude Hydrologique, ce chapitre étudié les caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant et l'analyse des pluies maximales journalières et le calcul des intensités qui permet donc de déterminer le débit de crue pour différentes périodes de retour pour le choix de l'aménagement approprié et la délimitation des zones inondables.

Modélisation Hydraulique et aménagement, ce chapitre étudie les différentes variantes d'aménagement de oued Galian afin d'assurer une protection régulière contre les crues.

Mangement de Projet, dans ce chapitre, nous nous intéressons aux devis quantitatif et estimatif et l'organisation de chantier, pour réaliser notre projet d'aménagement dans les meilleures conditions de sécurité respectent le délai d'exécution.

Ce document espère être un manuel méthodologique pour les ingénieurs en aménagement hydraulique.

Chapitre I La présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Dans le cadre de la lutte contre les inondations et protection contre les crues, la description de la zone d'étude est très importante car il nous renseigne sur la géographie, la géologie et les conditions climat et prédire tout développement démographique et urbain dans la zone d'étude.

I.2 Description générale de la zone d'étude

Située au nord-ouest du pays et frontalière avec le Maroc, la wilaya de Tlemcen longe cette frontière, de Marsa Ben M'hidi à El Bouihi sur 170 km. Elle est limitée, au nord, par la mer Méditerranée, à l'est par la wilaya de Sidi Bel Abbès, au sud par la wilaya de Naâma et au Nord-ouest par la wilaya d'Ain Temouchent, collectif voir la figure I.1. Elle compte vingt daïras (circonscriptions administratives), chacune comprenant plusieurs communes pour un total de cinquante-trois communes.

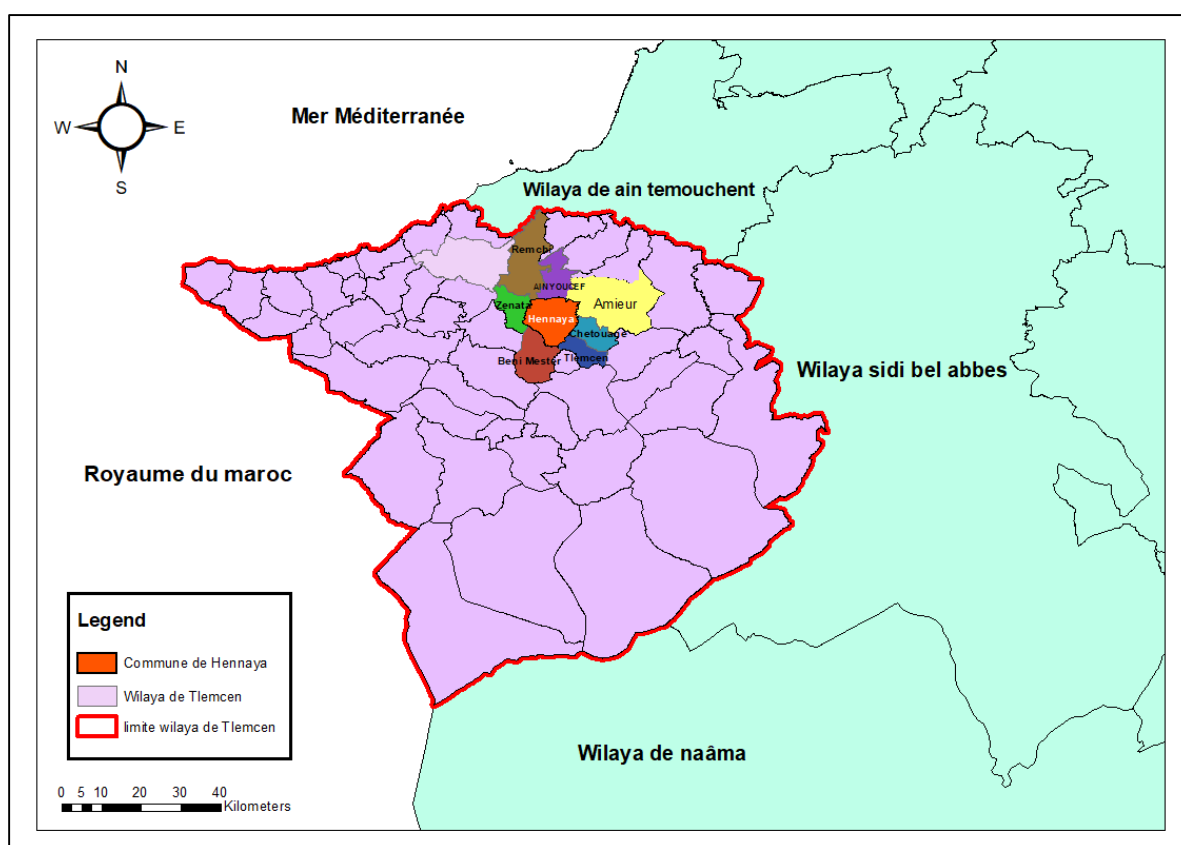


Figure I-1. Situation de la wilaya de Tlemcen et la commune de Hennaya

I.3 Situation Géographique de la zone d'étude

La commune de **Hennaya** (anciennement **Eugène Étienne** pendant la colonisation Française) est une commune de la wilaya de Tlemcen (à 11 km de la ville de Tlemcen). S'étendant sur une superficie de **108,23 km²** et avec une population estimée à **33 356 habitants** selon de recensement de **2008**. Elle est limitée par :

- La commune d'Ain Youcef au Nord.
- La commune de Chetouane au l'Est et au Nord-est.
- La commune de Remchi au Nord-Ouest.
- La commune de Zenata à l'Ouest.
- La commune Beni Mester au Sud et Sud-ouest.
- La commune de Tlemcen au Sud-est.

I.3.1 Relief

La commune de Hennaya est caractérisée par un relief relativement plat au Nord composé de plateaux homogènes, accidenté dans la partie Sud entaillé par le ravinement des oueds. L'altimétrie varie jusqu'à 150 m, point le plus bas et le point culminant à la limite de la commune de Tlemcen est à 500 m. Cela correspond à une pente moyenne de l'ordre de 5% dans la direction Nord Sud. La partie Sud de la commune est à relief vallonné à l'exception de quelques replats. Les dépressions formées par les oueds génèrent des ravinements à fortes pentes où active une érosion hydrique très apparente.

I.3.2 Situation Climatique

L'analyse des conditions climatiques est très nécessaire dans l'élaboration de notre étude, la connaissance des différents paramètres climatiques est en effet un des facteurs essentiels, Le climat est modéré sur la partie occidentale particulièrement sur les dépressions et vallées. Par contre la partie orientale est caractérisée par un climat contrasté dont l'écart thermique est très important, présence de gelée et vents violents.

- La pluviométrie varie entre 400 et 500 mm/an.
- Absence totale de neige et nombre réduit de gelée.
- La température moyenne annuelle à Hennaya est de 17.2 °C
- Les vents dominants sont ceux de l'Ouest et du Nord-ouest.
- Le siroco souffle pendant 4 jours par an.

I.3.3 Précipitation

La région subit l'influence des perturbations complexes du régime méditerranéen. Les précipitations sont irrégulières avec maxima relatifs mensuels en hiver, et l'absolu, en février et mars, Le minimum étant situé en juillet avec une pluviométrie sensiblement nulle, comme c'est le cas de l'ensemble de l'Ouest du pays. La répartition mensuelle des précipitations montre un net contraste pluviométrique entre deux sous saisons humides (octobre à janvier) et (février à mai). La station sélectionnée l'année de 2011, est celle de Hennaya qui par sa position semble être représentative dans la région d'étude.

Tableau I-1. Précipitations Moyennes année 1990- 2011 Station Hennaya

Mois	J	F	M	A	M	J	JT	A	S	O	N	D	A N.
Hennaya 1990-2011 P(mm)	55.2	43.5	50.5	42.5	36.7	5.4	1.2	3.1	24.1	35.5	51.9	43.8	393
Nombre de jours de pluie (jour)	12	7	9	8	3	2	2	2	5	6	8	8	72

Source : ANRH ALGER

La figure suivante illustre la répartition mensuelle des précipitations de la station de Hennaya (1990-2011)

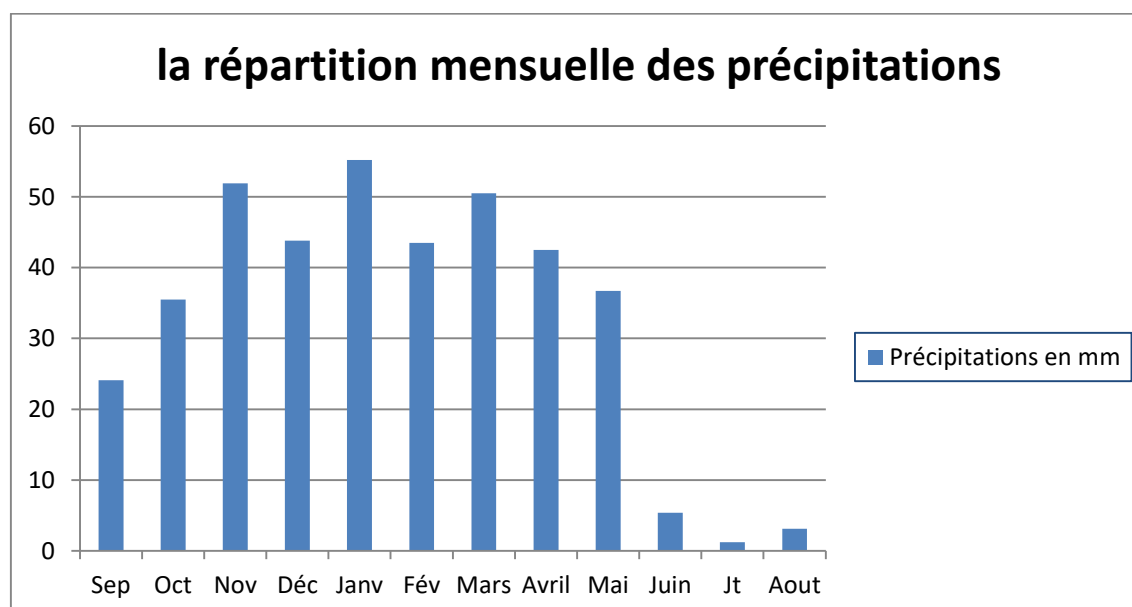


Figure I-2. Répartition Mensuelle des précipitations de la station de Hennaya (1990-2011).

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

I.3.4 Température

La température moyenne annuelle enregistrée au niveau de la station de Tlemcen est de 16,5° C. Le mois le plus chaud est celui d'Août avec une moyenne de 25,0 °C, le mois le plus froid est celui de janvier avec une moyenne de 9,4 ° C.

Dans le tableau suivant nous donnons la moyenne des températures mensuelles enregistrées au niveau de la station de Tlemcen.

Tableau I-2.Températures Moyennes mensuelles Station de Tlemcen.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Jt	Aout	Année
Température	22.56	18.51	14.62	11.73	11.2	12.96	14.11	17.45	21.03	25	25.99	29.87	17.09

Source : ANRH ALGER

La figure suivante illustre la répartition mensuelle de la température de la station de Hennaya (1990-2011)

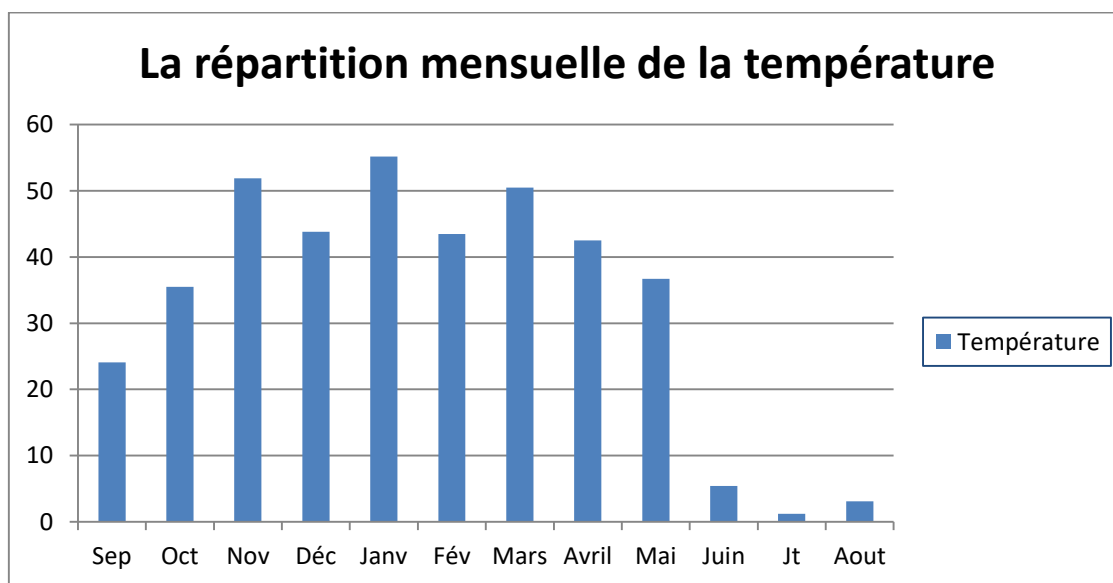


Figure I-3.Répartition Mensuelle de la température de la station de Hennaya (1990-2011).

I.3.5 Humidité

Il est à rappeler que l'humidité est en réalité mesurée en fonction de la température de l'air sec conjointement avec celle fournie par le thermomètre mouillé (psychromètre) dont la valeur n'est pas obtenue sans difficulté de dépouillement. L'humidité relative annuelle

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

moyenne est évaluée respectivement à environ 69% dans les territoires à l'intérieur du bassin et à 67 % à proximité des côtes.

Tableau I-3.Répartition de l'humidité moyenne en % de la station de Tlemcen.

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	AN.
Station de Tlemcen	71	72	75	68	66	60	60	56	63	69	77	73	67
Moyenne trimestrielle à Tlemcen(%)	72			64			64			73			/
Saisons	Hiver			Printemps			Été			Automne			/

Source : ANRH ALGER

I.3.6 Les vents

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat, la possibilité de procéder à un projet d'aménagement quelconque, particulièrement dans l'édifice des ouvrages d'art, lui confère un intérêt important en matière de connaissance des vitesses maxima dont la région est soumise.

Les potentialités d'évapotranspiration sont également liées aux mouvements de l'air qui conditionnent les variations du bilan hydrique à l'échelle des valeurs moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau I-4.Moyennes mensuelles des vents de la station de Tlemcen.

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	AN.
V_{moy} (m/s)	2,16	2,28	2,32	2,7	2,42	2,56	2,51	2,48	2,28	2,01	2,4	2,37	2,37

Source : ANRH ALGER

I.3.7 Evapotranspiration Potentielle (ETP)

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant.

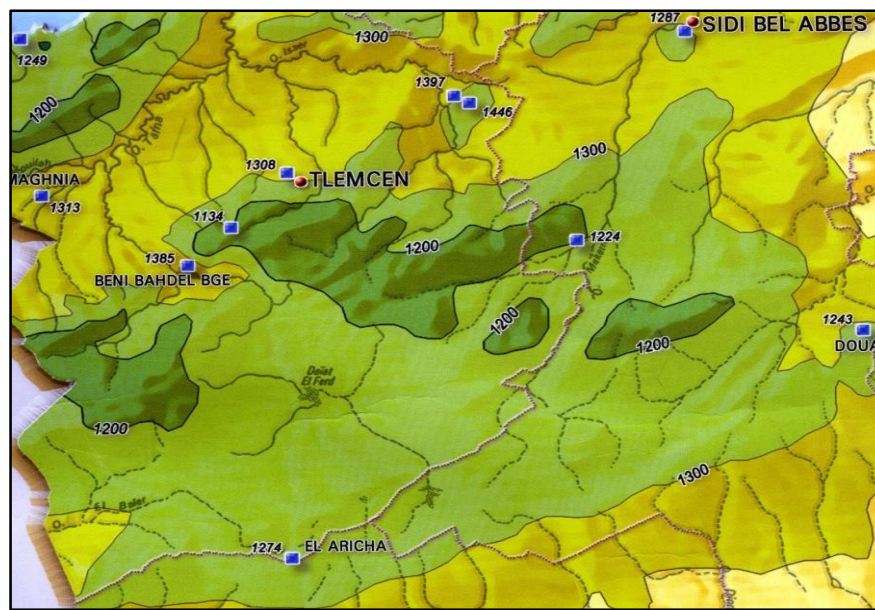


Figure I-4. Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle de la région de Tlemcen.

Comme il est entendu que l'évaporation, désignée généralement sous le terme de l'évapotranspiration en intégrant physiquement le phénomène biologique des espèces de la flore, représente un des principaux éléments de la climatologie rentrant dans la formulation du bilan hydrique d'une unité hydrologique.

Tableau I-5. Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Jt	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
ETP en mm	49.63	56.83	82.39	110.4	141.4	168.5	198.2	195.5	136.7	93.83	59.85	50.76	1344
ETP en%	12	7	9	8	3	2	2	2	5	6	8	8	72

Source : ANRH ALGER

Les mesures effectuées à la station de Tlemcen, montrent une extrême dissipation d'eau par les conditions climatiques sévères en périodes des étiages. Le pouvoir évaporant, très accentué en été, exigé pour la grande saison sèche de l'année, près de 70% du total annuel. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1344 mm

I.4 . Les Aspects Démographiques

L'évaluation de la population communale nous permet de connaître ses caractéristiques, son évolution et sa répartition. L'estimation de la population est faite selon les indicateurs de la monographie communale.

Tableau I-6. Evolution de la population par sexe de la commune de Hennaya (1998-2008)

Communes	Masculine	Féminine	Total (2008)	Taux d'acc %
Hennaya	16 939	16 417	33 356	0,9

Source : RGPH (2008)

I.4.1 Les Formations Géologiques

Notre secteur d'étude fait partie du domaine Tlemcenien qui s'étend depuis la frontière Algéro-Marocaine à l'Ouest jusqu'aux environs de Tiaret à l'Est et qui constitue une zone de transition entre le domaine Tellien et les hautes plaines oranaises. Le domaine Tlemcenien est séparé du domaine tellien, au Nord, par la dépression mio-plio quaternaire.

La lithologie joue un rôle important sur le ruissellement, l'infiltration, l'érosion et le transport solide. Les matériaux géologiques se distinguent en formations meubles (sables, argiles, marnes) ou en formations consolidées (grès, calcaires, dolomies,...). La nature des affleurements a une influence sur l'hydrologie de surface et le type du dépôt alluvionnaire. La Hennaya correspond à une dépression tectonique dont le remplissage est constitué par des formations plio-quaternaires (conglomérats, travertins et argiles), et des formations miocènes (grès tortoniens et marnes helvétiennes) reposant sur une assise jurassique (dolomies et calcaire).

I.4.2 Analyse litho-stratigraphique

a) Le secondaire :

Il est représenté par le jurassique supérieur. On peut distinguer :

- Grès de Boumediene :

Ils ne drainent que peu d'eau. Cependant, ils présentent des bancs de grès qui sont assez puissants s'intercalent dans les marnes et sont jugés intéressants parce que ces roches présentent des diaclases qui augmentent leur perméabilité. Grâce aussi à des jeux de failles, ils peuvent apparemment donner naissance à de grandes sources qui sont en réalité alimentées par des impluviums calcaires dolomitiques. Les grès ne jouant que le rôle d'écran filtre.

- Les dolomies de Tlemcen :

Elles sont assez largement répandues dans le groupement hydraulique puisqu'elles affleurent au Djebel Tefatisset, Ain El Houtz et Boudjlida. L'épaisseur de cette formation est impressionnante puisqu'elle peut atteindre les 300 mètres. c. Les marno calcaires de Raourai, Il s'agit d'alternance de marnes grise verdâtre ou blanchâtre et de calcaire marneux durs.

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

En fait, c'est une formation plutôt calcaire que marneuse. Son épaisseur est en moyenne de 40 m. Cette formation est particulièrement bien développée sur le Djebel Tefatisset à la limite Ouest du Groupement urbaine au niveau de la ZHUN champ Tir, Djebel Ain el Houtz et El Hadid au Nord de Chetouane.

b) Le Tertiaire :

- L'Eocène :

La formation affleure sur une très faible surface au niveau d'Ain Berkouk. C'est un ensemble gréseux de passage de bancs de poudingues dans la basse vallée de l'Oued Isser près de la confluence avec l'Oued Tafna. Ces alternances forment une série de 100 à 150 m d'épaisseur, d'âge éocène supérieur.

- Le Miocène

Le miocène marin se développe presque uniquement sur le versant Nord des monts de Tlemcen. On peut distinguer :

- **L'Helvétien**

Il est constitué par une épaisse série de marnes grises ou bleutées dont la masse devient ocrés par altération. Au sein de cette série, s'intercalent de nombreux bancs décimétriques de grès jaunes, plus fréquent au sommet. Ces marnes sont très développées dans la vallée de la rive droite de l'Oued Sikkak où leur puissance est de l'ordre de 100 mètres.

- **Pliocène (conglomérats de la plaine d'Hennaya)**

Au niveau des exutoires de la nappe d'Hennaya (Aïn Boukoura, Aïn Ouahab, Aïn Halilifa, et Aïn El Kahla), les conglomérats forment une bande continue qui va du Nord de l'agglomération d'Hennaya à Aïn Halilifa.

Il s'agit des poudingues polygéniques, hétérométriques, très consolidés à éléments calcaires dolomitiques et à ciment calcaire.

-les conglomérats de la plaine d'Hennaya sont :

- Soit immédiatement postérieurs aux grès tortoniens, ils correspondent donc à la phase régressive qui a terminé le Miocène.
- Soit Pliocène.

Ces poudingues qui surmontent et remanient les grès tortoniens, ont une épaisseur moyenne de 7 m, déterminée par sondages.

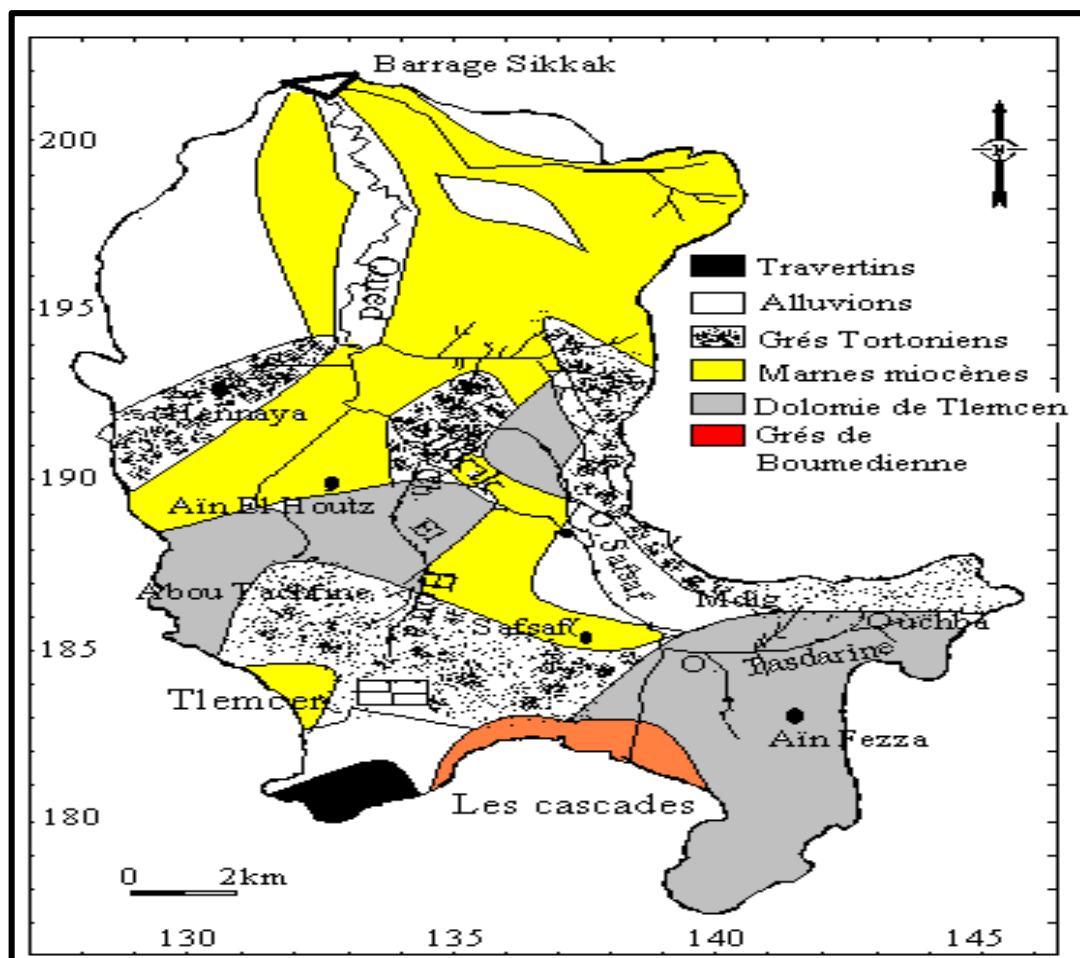


Figure I-5. Géologie de la région de Tlemcen

c) Le Quaternaire :

La quaternaire n'est représenté que par des formations continentales qu'il est difficile de dater précisément. Au Nord des monts de Tlemcen, les dépôts alluvionnaires atteignent rarement plus de 100 mètres. Il s'agit de marnes sableuses ou d'argile peu perméables. Une étude de ces dépôts continentaux a été proposée par Guardia en 1975.

- **La carapace calcaire**

Cette carapace recouvre les formations miocènes et forme l'entablement subhorizontal des plateaux. Elle est bien développée sur la plaine d'Hennaya et vers l'Est dans la région des Ouled Alaa, elle peut atteindre 10 m.

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

▪ Le glacis de pente soltanien

Il s'agit des formations soltaniennes le plus souvent limono-argileuses. La partie des marnes non atteintes par les érosions récentes montrent de grands glacis de sols rouges se raccordant à la terrasse soltaniennes. (2)

I.4.3 Activité Sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité ci-dessous :

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La wilaya de Tlemcen est classée en **zone I** ou l'Activité Sismique est faible

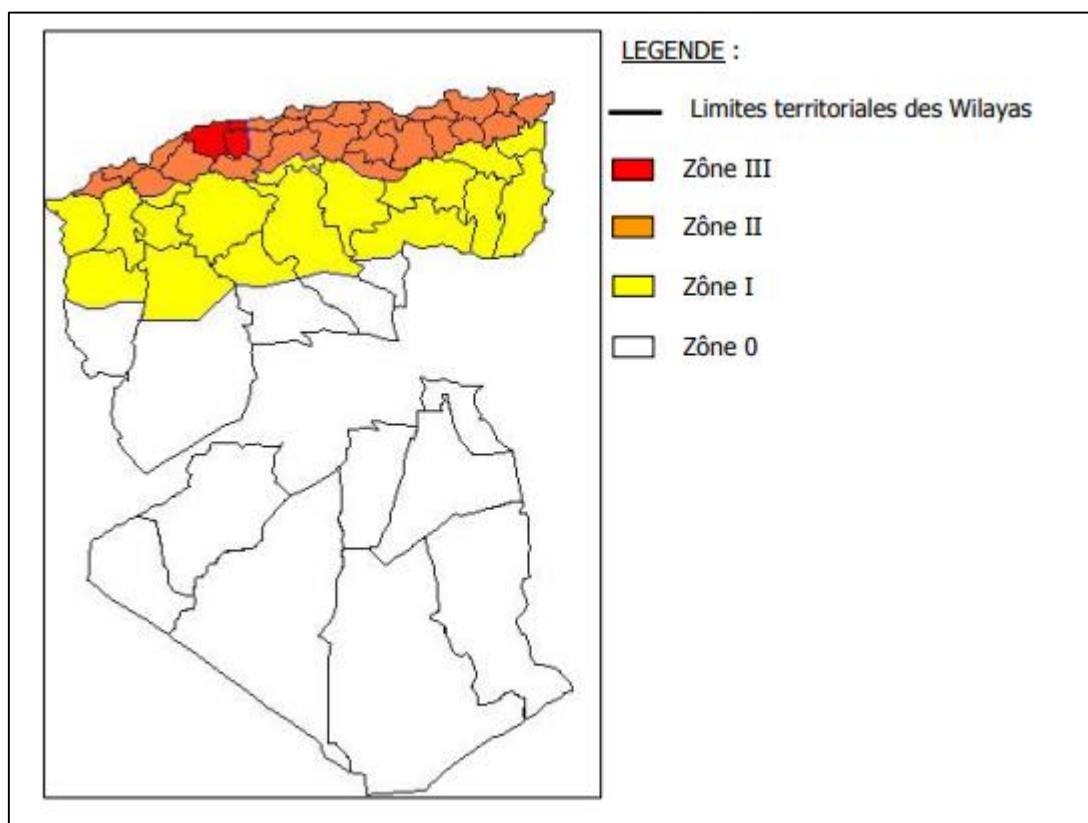


Figure I-6 Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.4.4 L'AEP et l'assainissement dans la commune de Hennaya

a) L'alimentation en eau potable de la commune de Hennaya

Schéma de principe

Excepté les centres de Mlilia et Ain El Hadjar, la quasi-totalité des centres agglomérés de la commune sont alimentés par le dessalement de Honaine et Souk El Tlata. Deux réservoirs de 1000 m³ et 500 m³ stockent l'eau dessalée provenant de la station de dessalement de Honaine et un seul réservoir de 1000 m³ pour l'eau dessalée de la station de dessalement de Souk El Tlata(4).

b) Assainissement de la commune de Hennaya

La commune de Hennaya est confrontée à des problèmes majeurs en matière D'assainissement. Le premier est engendré par Oued Galian qui est le principal exutoire des eaux usées du chef-lieu de la commune, de l'agglomération de Koudia et la partie Ouest de Tlemcen. Ce cours d'eau pollué et non aménagé, traverse l'agglomération de Hennaya sur un parcours de 2800 ml accentuant la rupture de son tissu et générant des impacts considérables sur son urbanisation future. Ce drain naturel se perd au niveau de la plaine et devient ainsi une source de pollution active. Par ailleurs, l'absence des équipements d'évacuation des eaux pluvial vers un exutoire naturel serait à l'origine des fréquentes inondations qui menacent la plaine et les centres de Taaounia et M'Kacem(4)

Caractéristique du réseau

L'agglomération d'Hennaya est assainie par quatre principaux réseaux autonomes de types unitaires, cette infrastructure d'assainissement assure un taux de raccordement satisfaisant de l'ordre de 100%. Cependant, la totalité des eaux résiduaires sont rejetées dans l'Oued Galian qui est le principal collecteur des effluents urbains, accentuant ainsi les risques de pollution (4)

I.4.5 Les équipements existants dans la Commune de Hennaya

Voici les équipements existants dans la commune de hennaya extraire de PDAU Hennaya :

• Siège de daïra	• Un lycée
• Siège APC	• Centre de formation professionnelle et d'apprentissage
• Sûreté de daïra	• Deux foyers de jeunes
• Trois mosque	• Centre des handicaps
• Trois écoles	• Centre de reeducation

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

• Polyclinique	• Deux salles polyvalentes
• Centre de santé	• Trois stades
• Aires de jeux	• Marché à bestiaux
• Deux CEM	• Pépinière
• Algérie poste	• Station de service
• Marche couvert	• Un lycée

SOURCE : PDEAU HENNAYA 2011

I.5 . Conclusion

Dans ce chapitre, on a donné un aperçu général sur la zone d'étude, qui nous permettra de faire un diagnostic détaillé de l'ensemble des différents éléments caractérisant le territoire communal de Hennaya sur le plan topographique, géologique, démographique et hydraulique. On a défini les caractéristiques nécessaires du site les données de base pour entamer notre projet d'aménagement à cause du risque d'inondation présenté par l'Oued Galian, qui traverse la ville de Hennaya, en plus de la pollution engendrée par les rejets des eaux usées. Dans le chapitre suivant on va étudier les caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant et l'analyse des pluies maximales journalières qui nous permet donc de déterminer le débit de crue pour différentes périodes de retour.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

II.1 Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des cours d'eau qui traversent la ville tels que les débits de projet, les apports des micros bassins (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

II.2 Caractéristiques morphométriques du bassin versant

II.2.1 Délimitation du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eau ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, une embouchure ou un exutoire.(5)

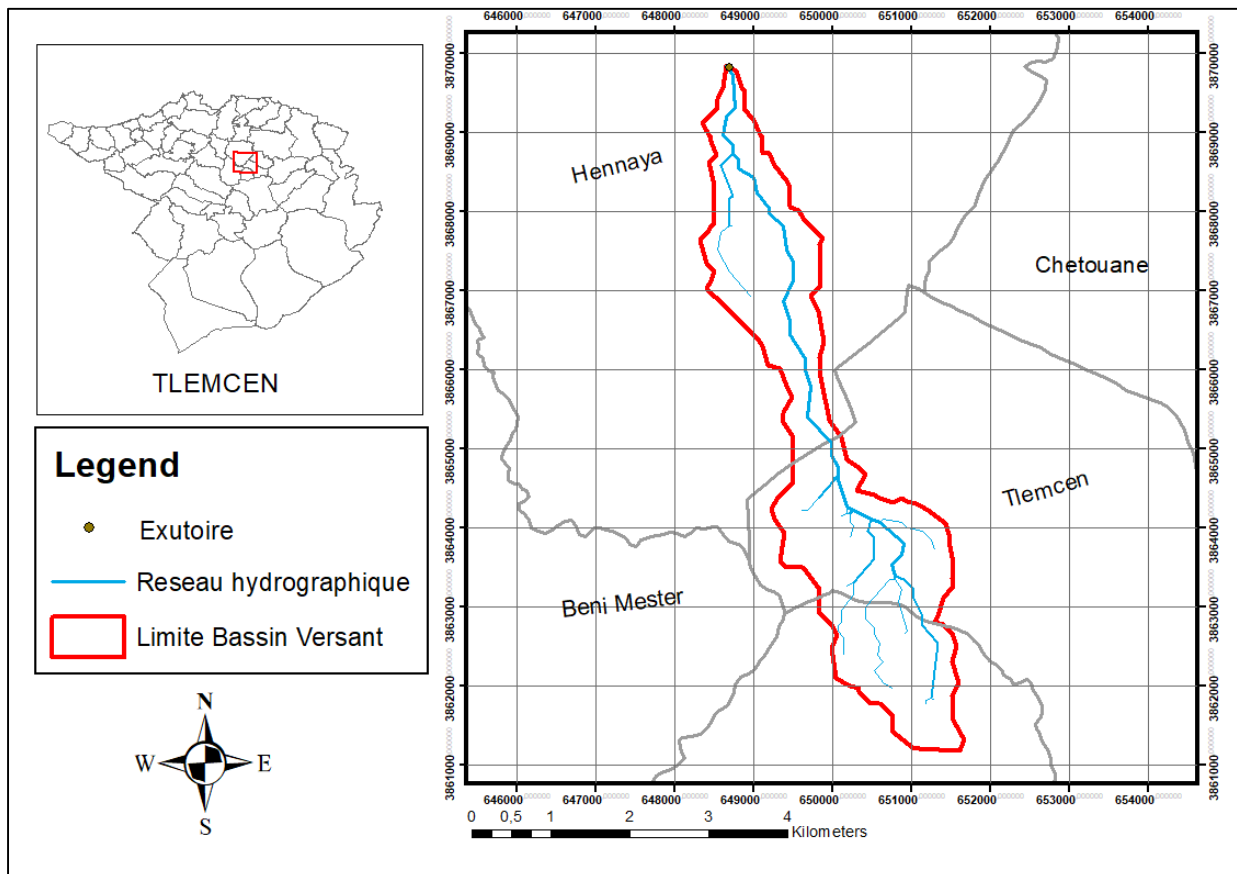


Figure II-1. Résultats de délimitation de bassin versant d'oued Galian.

II.2.2 Morphométrie

Les différents paramètres Hydro-morphométriques du bassin notamment, la forme, l'altitude caractéristique, la pente et le relief, interviennent et souvent d'une façon combinée dans les modalités de l'écoulement, donc il convient de les préciser dès le début dans toute étude. Les différents paramètres Hydro-morphométriques sont calculés à partir de logiciel Arc-GIS.

2.2.1 La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, Elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport ; volume de précipitation ou infiltration), elle est déterminée par l'outil SIG.

2.2.2 Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque sous bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Tableau II-1. Surface et périmètre du bassin versant.

Bassin versant	Superficie (Km ²)	Périmètre (Km)
Oued Galian	9,336	21,86

II.2.3 Les Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant à une influence directe sur les modalités des écoulements superficiels vis-à-vis d'une averse. En effet, le temps de concentration des eaux pour un bassin de forme allongée est plus long que pour un bassin de forme ramassé. Ceci est en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants et ce qui favorisa l'infiltration aux dépens du ruissellement. Les caractéristiques de forme les plus utilisées sont :

2.3.1 Indice de compacité de Gravelius<<Kc>>

L'indice de compacité de Gravelius (1914) K_G est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$Kc = \frac{p}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{II.1}$$

Chapitre II Calculs Hydrologiques

K_c : Indice de compacité de Gravelius

P : le périmètre du BV (Km)

A : la surface du BV (Km²)

Plus le K_c sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court donc :

- Si $K_c = 1$ \Rightarrow bassin ramassé.

- Si $K_c > 1$ \Rightarrow bassin allongé.

Pour notre cas :

Tableau II-2.Indice de compacité de bassin versant.

Bassin versant	K_c	Forme du BV
Oued Galian	2.01	Allongée

2.3.2 Rectangle équivalent

Cela consiste à déterminer les dimensions d'un bassin fictif de forme rectangulaire ayant la même superficie, le même périmètre, le même indice de compacité et la même hypsométrie que le bassin versant étudié.

$$L = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad \text{II.2}$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad \text{II.3}$$

- L : Longueur du rectangle [Km] ;

- l : Largeur du rectangle [Km] ;

- K_c : Indice de compacité de Gravelius ;

- S : la surface du BV [Km²].

Tableau II-3. Les Paramètres morphométriques du bassin versant

Bassin versant	Superficie (km ²)	Périmètre (km)	Kc	L(km)	l (km)
Oued Galian	9,336	21,86	2.01	10,036	0,93

II.2.4 Les Caractéristiques Du Relief

Le relief est défini comme étant la variation des altitudes. Ces variations influent sur des facteurs comme l'écoulement, la précipitation, la végétation, etc....

Il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'indice de pente globale.
- la pente moyenne

2.4.1 Courbe hypsométrique

Les variations d'altitude à l'intérieur d'un bassin versant ainsi que l'altitude moyenne sont des données essentielles à l'étude de la température, la précipitation et du temps de concentration. La courbe hypsométrique donne le portrait le plus précis de l'altitude d'un bassin. Elle exprime le pourcentage de la surface du bassin au-delà d'une certaine altitude. A l'aide de l'outil SIG nous avons réalisé la carte hypsométrique du bassin versant, C'est la distribution des surfaces en fonction des altitudes.

Tableau II-4. Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du Bassin versant

Altitudes (m)	Surface partielle		Surface cumulées	
	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
750-775	0,252	2,70%	0,252	2,70%
700-750	2,115	22,65%	2,367	25,35%
650-700	1,445	15,48%	3,812	40,83%
600-650	0,912	9,77%	4,724	50,60%

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Suite du tableau

550-600	0,949	10,16%	5,673	60,76%
500-550	0,83	8,89%	6,503	69,66%
450-500	1,551	16,61%	8,054	86,27%
400-450	1,18	12,64%	9,234	98,91%
386-400	0,102	1,09%	9,336	100%

Ci-après la courbe Hypsométrique du bassin versant

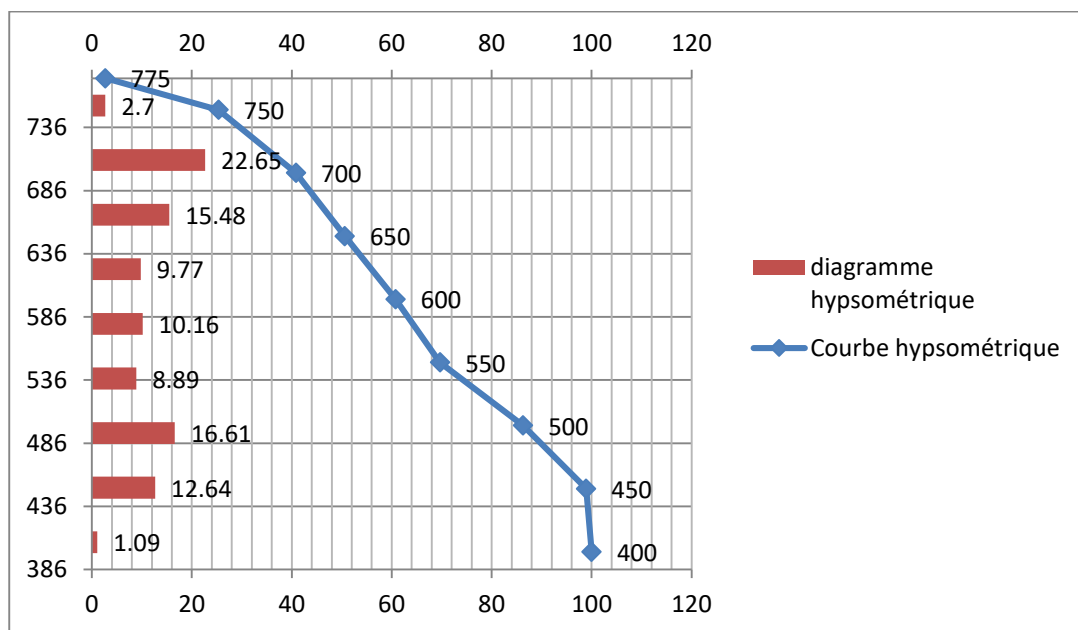


Figure II-2.Diagramme et courbe Hypsométrique

Voici la carte Hypsométrique du bassin versant

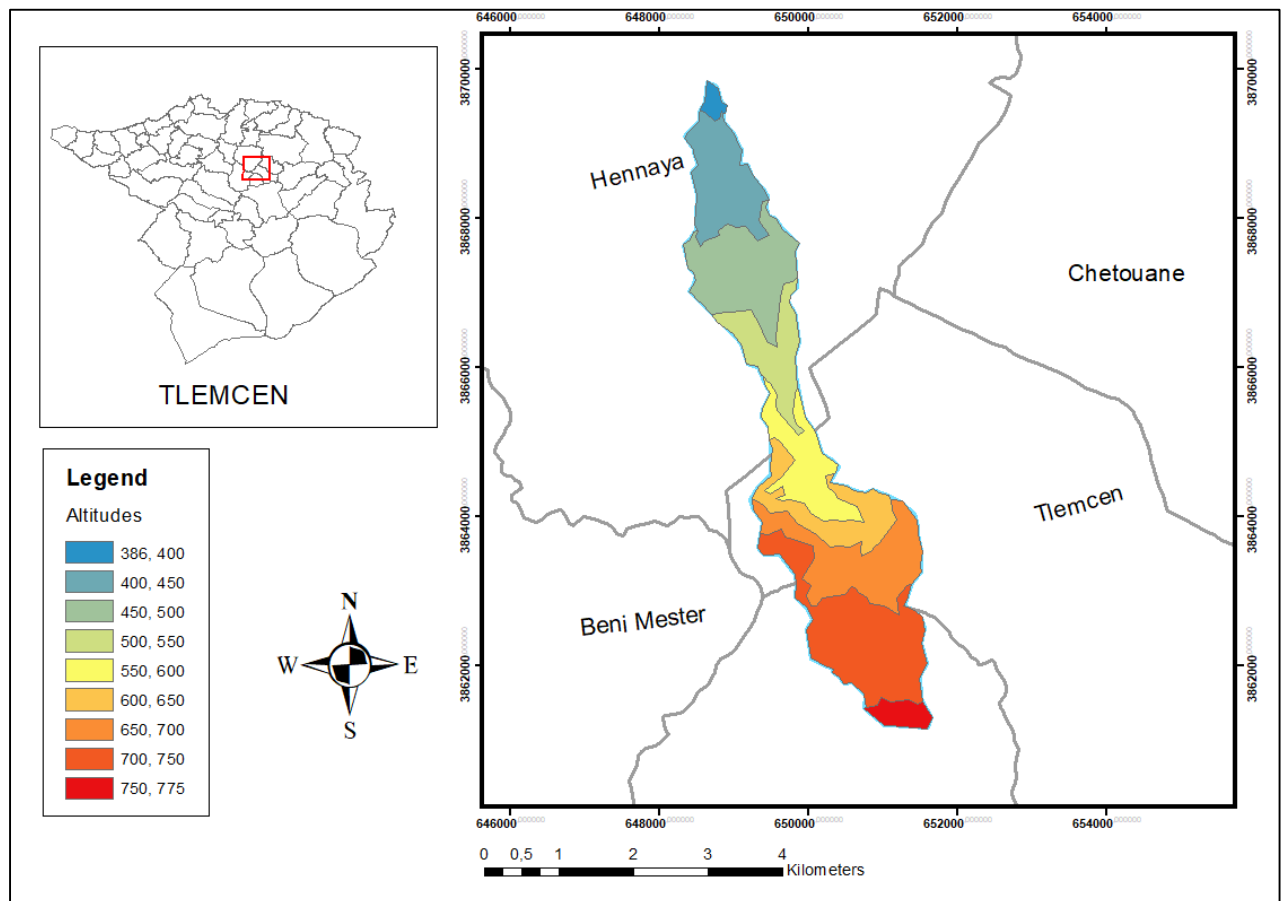


Figure II-3. Carte Hypsométrique du bassin versant

2.4.2 Indice de pente globale (I_g)

L'indice de pente est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{II.4}$$

ΔH : dénivelée entre H5% et H95% [m].

L : longueur du rectangle équivalent [Km].

H5% et H95% : sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%.

Tableau II-5.La classification du relief par l'O.R.S.T.O.M.

Relief très faible	$I_g < 0,002$
Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$
Relief très fort	$1 < I_g$

Source : ORSTOM

Pour notre cas :

$I_g = 0.043$ Donc le relief est classé type **Relief assez fort**

2.4.3 Pente moyenne de bassin versant (I_m)

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

$$I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{II.5}$$

L : Longueur du thalweg principal [Km]

H_{\max} : Altitude maximale [m]

H_{\min} : Altitude minimale [m]

2.4.4 Les altitudes caractéristiques

- **Les altitudes maximales et minimales**

Elles sont obtenues directement à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale (H_{\max}) représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale (H_{\min}) considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. (6)

- **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i h_i}{S} \quad \text{II.6}$$

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

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

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

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

- **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne, dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.(6)

Tableau II-6. Altitudes caractéristique de bassin versant

Altitude	Hmax (m)	Hmin (m)	H5% (m)	H50% (m)	H95% (m)	Hmoy (m)
BV Oued Galian	778	386	775	653	465,466	588,105

II.3 Les caractéristiques de réseau hydrographique

II.3.1 La longueur de cour d'eau principale

La longueur de cour d'eau principale est obtenue directement à l'aide de logiciel SIG $L = 7.3 \text{ Km}$

II.3.2 Densité de drainage

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant sur la surface totale du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 . (5)

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad \text{II.7}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/Km²)

L_i : Longueur des cours d'eau(Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

II.4 Détermination Du Temps De Concentration

C'est le temps que met une particule d'eau, provenant de la partie la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut l'estimer en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement.

Le temps de concentration est déterminé à l'aide de nombreuses formules parmi lesquelles :

II.4.1 Formule de GIANDOTTI

Est donnée par :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{II.8}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Domaine de validité pour les grands bassins versants.

II.4.2 Formule de KIRPICH

$$T_c = 0.0653 * \left[\frac{(L)^{0.77}}{I^{0.385}} \right] \quad \text{II.9}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km).

I : Pente moyenne du cours d'eau en (m/m).

La méthode est utilisée souvent pour les bassins versants urbanisés tandis que les autres formules sont utilisées pour des bassins versants naturels. Concernant son domaine de validité il faut que

$$0,4 < S < 0,453 \text{ Km}^2 \quad \text{et} \quad 0,03 < I < 0,1$$

II.4.3 Formule de TURRAZZA :

$$TC = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S.L}}{\sqrt{I_m}} \quad \text{II.10}$$

Avec :

Tc : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

II.4.4 Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$TC = \left[\frac{0.87 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad \text{II.11}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

II.4.5 La Formule d'ANRH :

Pour les conditions physiologiques des bassins versants de l'Algérie la Formule du temps de concentration développé par L'ANRH est la suivante (7):

$$TC = 1.7 \left(\frac{SL}{\sqrt{I}} \right)^{0.19} \quad \text{II.12}$$

TC : Temps de concentration en h ;

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

I : Pente des cours d'eau en (%) ; $I = \Delta H_{\max}/L$

-S : Surface du BV en Km².

Les résultats de calcul du temps de concentration pour les différentes formules sont Résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-7. Temps de concentration pour les différentes formules.

Formule	Tc (h)	Tc (min)
Formule de GIANDOTTI	2,086	125,16
Formule de KIRPICH	1	60
Formule de TURRAZZA	0,2	12
Formule de SCS	1	60
La Formule d'ANRH	3,2	192

La formule de Kirpich est répandue dans beaucoup de pays. Elle est adoptée aux crues torrentielles qui sont caractéristiques des écoulements montagneux. Elle donne donc des valeurs généralement conservatrices. On a choisi la formule de Giandotti car elle est la plus répandue dans les pays du Maghreb (8) et elle est proche de la moyenne des résultats qui sont de le tableau .

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Les résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-8. Les caractéristiques du bassin versant.

Caractéristiques	Symbole	Unité	Valeur
Surface	S	Km ²	9,336
Périmètre	P	Km	21,86
Indice de compacité de Gravelius	K _c	/	2.01
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	10,036
Largeur du rectangle équivalent	L	Km	0,93
Longueur du cours principale	L _{cp}	Km	7,375
Altitude maximale	H _{max}	m	775
Altitude minimale	H _{min}	m	386
Altitude 5%	H _{5%}	m	772.04
Altitude 95%	H _{95%}	m	465,46
Altitude 50%	H _{50%}	m	653
Altitude moyenne	H _{moy}	m	588,10
Indice de pente globale	I _g	m/m	0.0311
La pente moyenne	I _m	m/km	52.745
Densité de drainage	D _d	km/km ²	1,983
Temps de concentration	T _c	Min	125

II.5 Analyse statistique des séries pluviométriques

Les précipitations constituent d'une part facteur principal dans le phénomène de l'écoulement superficiel. Deux principaux systèmes permettent à ce jour d'avoir une information pertinente sur les précipitations : les réseaux de pluviomètres et de pluviographes d'une part les radars météorologiques d'autre part. Les premiers offrent en chaque site instrumenté une mesure directe des précipitations au sol. Les mesures sont ponctuelles. Les seconds, basés sur une technique de détection à distance, proposent une estimation indirecte des précipitations et en particulier de leur structure spatiale.

II.5.1 Méthodes De Mesure Des Précipitations

5.1.1 . Pluviomètres

Le pluviomètre est un instrument de mesure qui sert à trouver la quantité de pluie tombée sur une région. Son utilisation présuppose que l'eau des précipitations est uniformément répartie sur la région et qu'elle n'est pas sujette à évaporation. La mesure s'exprime généralement en millimètres ou en litres par mètre carré, ou en mètres cubes par hectare pour l'agriculture. Il est constitué de deux parties importantes :

- un collecteur en forme d'entonnoir le plus large possible, afin de représenter une surface importante de collecte :
- un contenant étalonné ou mécanisme qui reçoit cette eau.

Le collecteur doit être placé à une hauteur suffisante, généralement un mètre du sol, et à une distance de plusieurs mètres d'autres objets afin qu'on n'y retrouve pas d'eau provenant du rebond sur le sol ou ces objets. Les bords du collet du pluviomètre doivent être biseautés sur l'extérieur pour limiter l'incertitude ne provenant de gouttes ruisselant de l'extérieur du cône de collecte.(9)



Figure II-4.Pluviomètres

5.1.2 Pluviographe

Les pluviomètres peuvent être reliés à des enregistreurs en continu de la hauteur d'eau des précipitations et sont alors appelés pluviographes. C'est un instrument qui enregistre l'évolution dans le temps de la quantité d'eau de pluie tombée. Il permet de déterminer l'intensité des épisodes pluvieux. (9)



Figure II-5.Pluviographe.

Pour l'étude des précipitations on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de **Mlilia Hennaya** dont le code est : 16.05.16, sur une période de fonctionnement de 1974 à 2015 qui a été fournie par l'ANRH Alger. L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 42 ans.

Tableau II-9.Identification de la station pluviométrique.

Nom de la station	Code	Latitude	Longitude	Période d'observation
MLILIA HENNAYA	160516	34°55'15.d'' N	1°23'21.9'' W	1974-2015

La séries des pluies journalières maximales enregistrées pour la station est données dans le tableau suivant :

Tableau II-10.La série des pluies journalières maximales.

Année	$P_{j_{max}}$	Année	$P_{j_{max}}$	Année	$P_{j_{max}}$
1974	66	1988	129	2002	43
1975	35,6	1989	38,5	2003	54,1
1976	27,8	1990	35,5	2004	43,7
1977	56	1991	59,5	2005	18
1978	47	1992	69	2006	40,2
1979	46	1993	67	2007	30,9
1980	96,6	1994	72,3	2008	31
1981	24	1995	45	2009	31,1
1982	21,1	1996	40,4	2010	69,6
1983	43,5	1997	48,7	2011	26,7
1984	34	1998	43,2	2012	82
1985	38,4	1999	28,5	2013	64
1986	35,8	2000	26,7	2014	41
1987	19,9	2001	82	2015	50,5

Source : ANRH ALGER

II.5.2 Ajustement de la série Pluviométriques

L'ajustement de la série permet de définir une loi d'ajustement statistique et permet d'estimer les pluies pour différentes périodes de retours. Cet ajustement se fera par le logiciel Hyfran

5.2.1 Présentation du logiciel HYFRAN :

Hyfran est un logiciel dont le but est d'effectuer l'ajustement de plusieurs lois statistiques à une série de données, il permet de simplifier l'ajustement d'une distribution statistique à un échantillon aléatoire. Ce logiciel a été développé par l'INRS –EAU en collaboration avec le service hydraulique (division hydrologie) de Hydro-Québec. Il est initialement conçu pour l'analyse de fréquence des événements extrêmes.

Les résultats des paramètres statistiques de la série analysée par Logiciel Hyfran :

Tableau II-11. les paramètres statistiques de la série.

Nombre d'observations	42
Minimum	18.0
Maximum	129
Moyenne	47.7
Ecart-type	22.4
Médiane	43.1
C_v	0.470
C_s	1.49
C_k	5.35

C_v : coefficient de variation

C_s : Coefficient d'asymétrie

C_k : Coefficient d'aplatissement.

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. À l'aide de logiciel Hyfran on va effectuer l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à trois lois différentes et on va retenir celle qui présente la meilleure adéquation les lois d'ajustement sont :

- La loi de Gumbel « doublement exponentielle »
- La loi de Galton « Log Normale » -
- La loi GEV « La loi généralisée des valeurs extrêmes ».

II.5.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{II.13}$$

Avec :

- $y = \alpha (x - x_0)$: Variable réduite de Gumbel.
- α, x_0 : Coefficients d'ajustement.
- x : précipitation maximale journalière (mm).

Chapitre II Calculs Hydrologiques

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

Donc : L'équation de la droite de Gumbel est donnée par :

$$P_{max.j} = \frac{1}{\alpha}y + X_0 \quad \text{II. 14}$$

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

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \times 100 \quad \text{II. 15}$$

- m : rang de précipitation.

- n : nombre d'observations

La variable de Gumbel pour chaque valeur observée. Les résultats de l'ajustement par la loi De « GUMBEL » sont résumés dans les tableaux et graphes suivants :

Paramètre : μ : 38.1853 α : 17.111

Tableau II-12.Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour	Probabilité (q)	P _{max,j} (mm)	écart type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	111	10.1	91.5 - 131
50	0.98	100	8.74	82.9 - 117
20	0.95	85.2	7.02	71.5 - 99.0
10	0.9	73.8	5.72	62.6 - 85.0
5	0.8	61.9	4.44	53.1 - 70.6

Voici Représentation graphique des Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

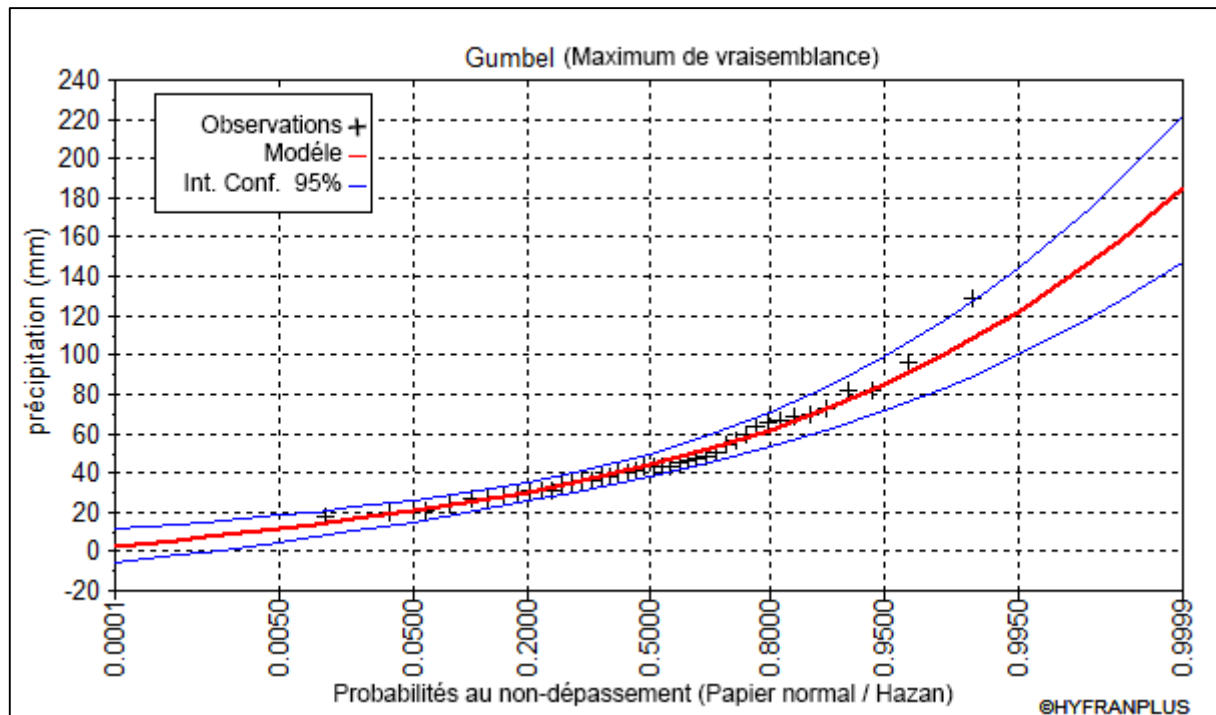


Figure II-6. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

II.5.4 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de Galton

Une variable aléatoire x a une distribution log normale lorsque $y = \ln x$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{II.16}$$

Ou La variable réduite est de la forme :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad \text{II.17}$$

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

$$\text{Log}xp = \underline{\text{Log}x} + \sigma \text{Log}u(p\%) \quad \text{II.18}$$

- $\text{Log} x$: La moyenne de la série $i \log x$.

- $\sigma \log$: Ecart type de la série $i \log x$

- U : variable réduite de Gauss

μ : 3.77833

σ : 0.460481

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau II-13.Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour	Probabilité (q)	Pmax,j (mm)	écart type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	119	15.6	88.9 - 150
50	0.98	106	12.7	81.2 - 131
20	0.95	88.8	9.21	70.7 - 107
10	0.9	75.8	6.91	62.2 - 89.3
5	0.8	62.6	4.91	52.9 - 72.2

Voici la Représentation graphique des Résultats d'ajustement à la loi Lognormal(Galton)

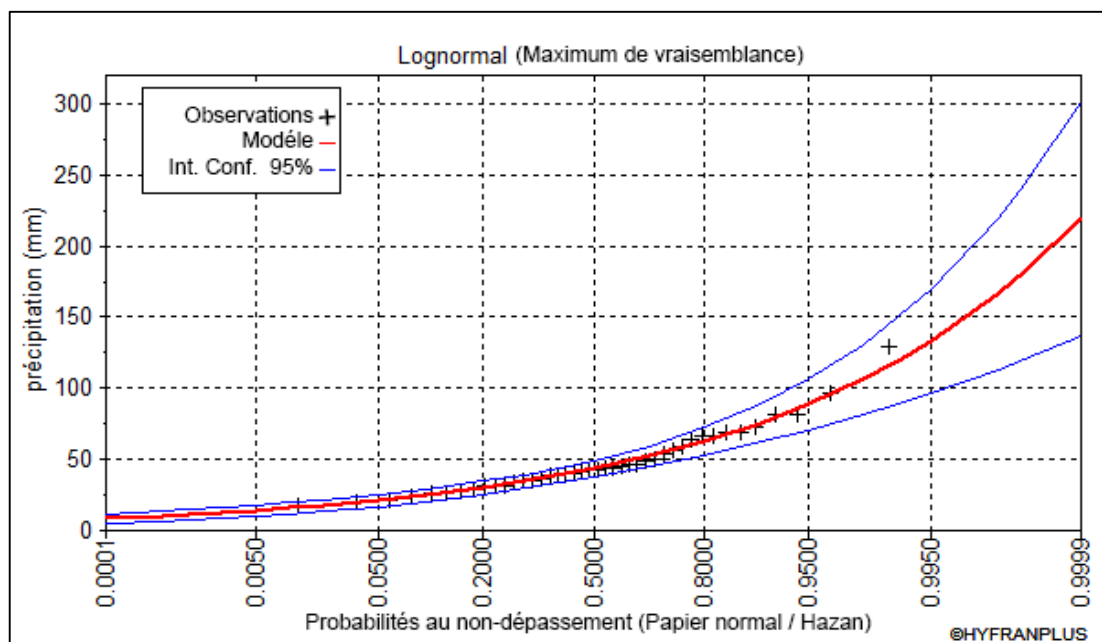


Figure II-7.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Lognormal(Galton)

II.5.5 Loi des extrêmes généralisée (GEV ou loi de Jenkinson)

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En fait, elle n'est qu'un des types de lois utilisables. Jenkinson (1955) a montré que les lois de distribution des extrêmes pouvaient se mettre sous une forme unique

$$F(X) = \exp \left[-1 \left(1 - \frac{k(x-\varepsilon)}{\alpha} \right)^{\frac{1}{K}} \right] \quad \text{II.19}$$

Trois paramètres interviennent :

ε : paramètre de position

α : paramètre d'échelle

K : paramètre de forme.

$\alpha = 15.708$

$\varepsilon = 37.0829$

$K = -0.142628$.

Tableau II-14. Résultat de l'ajustement à la loi GEV.

Période de retour	Probabilité (q)	Pmax,j (mm)	écart type	Intervalle de confiance 95%
100	0.99	131	29.3	73.4 - 188
50	0.98	113	20.4	72.6 - 153
20	0.95	90.7	12	67.2 - 114
10	0.9	75.7	7.76	60.5 - 90.9
5	0.8	61.5	5.03	51.6 - 71.3

Voici Représentation graphique des Résultats d'ajustement à la loi GEV

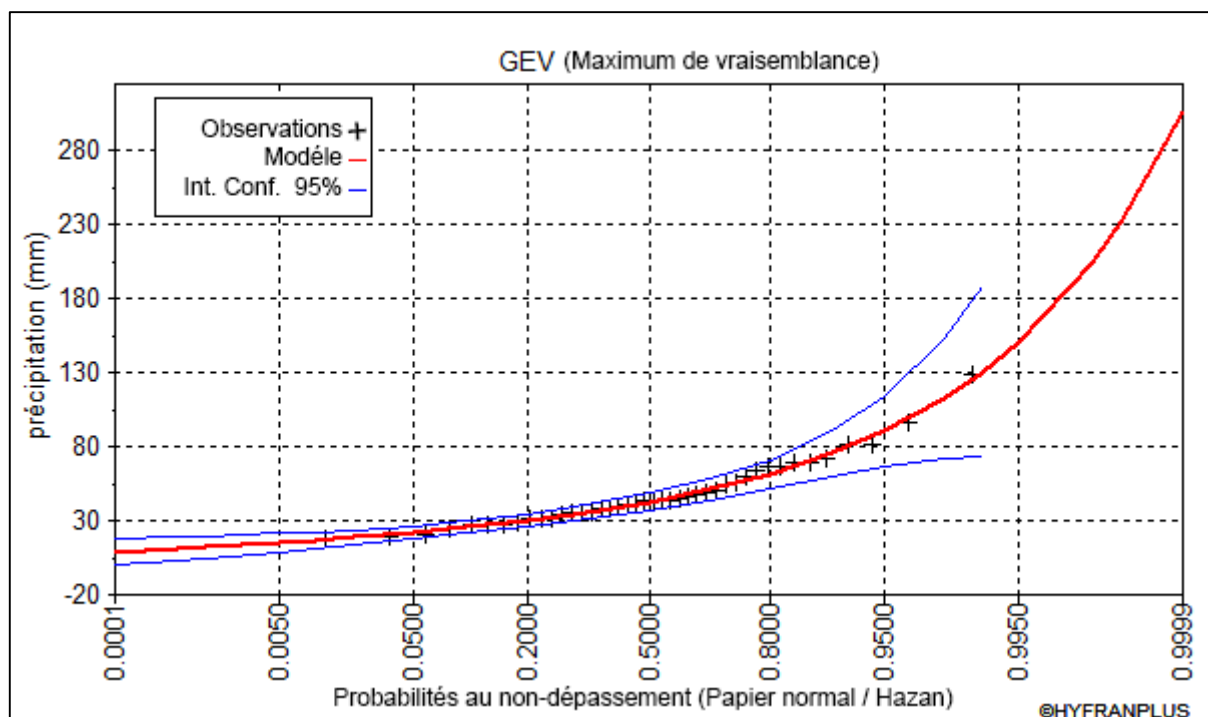


Figure II-8. Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV.

II.5.6 Le test d'adéquation :

5.6.1 Test visuel :

Pour comparer les trois méthodes, nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d'ajustement à l'aide d'Hyfran D'après la comparaison graphique les 3 courbes montre que notre série s'ajuste bien à la loi GEV qui est assez répandu en Algérie pour les pluies max journalières.

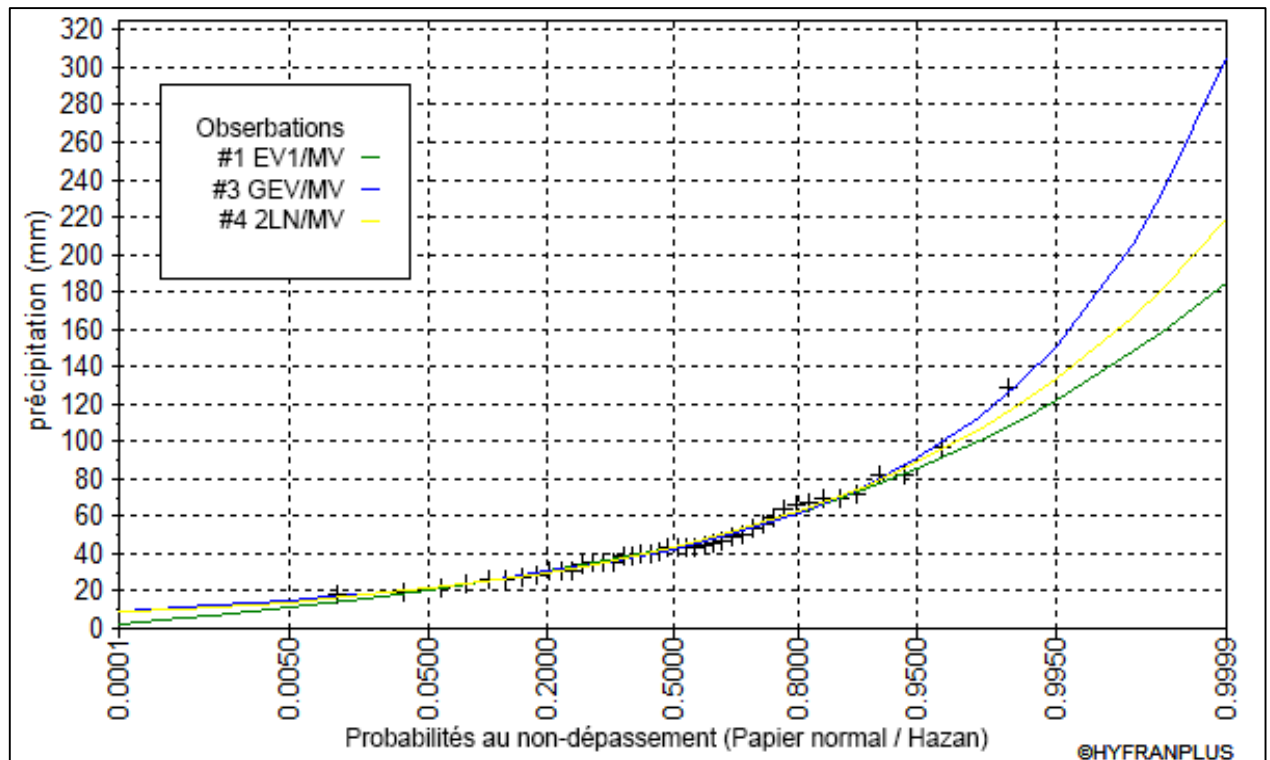


Figure II-9.La comparaison graphique entre les lois.

5.6.2 Application du test khi-deux χ^2

Le but de l'application du test de Khi-deux de Pearson est de juger la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donné de taille N . Pour connaître la fiabilité de ce test pour chaque ajustement, il faut d'abord calculer la valeur de χ^2 et de déterminer la probabilité correspondante à partir de la table de la fonction Khi-deux en fixant un seuil de signification α ; pour ce faire deux hypothèses sont imposées

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique d'un échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié. L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. L'un des tests les plus utilisés pour vérifier l'adéquation d'une loi à un échantillon donné est le test χ^2 .

$$H_0 : \text{si } P(\chi^2) \geq \alpha$$

$$H_1 : \text{si } P(\chi^2) < \alpha$$

Dans notre étude α est de 5% donc on aura :

Si $P(\chi^2) \geq 0.05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 convient à la loi testée.

Si $P(\chi^2) < 0.05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 ne provient pas à la loi testée.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau suivant déduit à partir du Logiciel HYFRAN.

Tableau II-15. Les résultats du test d'adéquation.

Loi de distribution	Degré de liberté	χ^2	Observations	Remarques
Galton	5	2.95	P (χ^2)= 0.7073>0,05	Ajustement valide
Gumbel	5	5.24	P (χ^2)= 0.3875>0,05	Ajustement valide
GEV	4	2.95	P (χ^2)= 0.5658>0,05	Ajustement valide

5.6.3 Discussion des résultats

Il y a toujours des écarts entre les valeurs expérimentales des valeurs observées et les fréquences théoriques calculées à partir d'une fonction de distribution choisie. Plusieurs méthodes existent pour évaluer la qualité de l'ajustement d'une fonction de distribution théorique à un échantillon particulier, mais aucune ne pourra nous indiquer quelle est la loi qui présente une meilleure adéquation. La stratégie consiste donc à faire usage de plusieurs méthodes à la fois (un test d'adéquation statistique et un test visuel). L'évaluation de la qualité d'ajustement montre bien que notre série s'ajuste bien à la loi de GEV.

I.1 Pluie De Courte Durée

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{cd} = P_{j.maxp\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \text{II.20}$$

P_{cd} : Pluie de courte durée (mm).

$-P_{j.maxp\%}$: Pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).

-t : durée en heure.

-b : exposant climatique (b=0,44 donnée par l'ANRH).

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

$$I_t = \frac{P_{cd}}{t} \quad \text{II.21}$$

Chapitre II Calculs Hydrologiques

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

Tableau II-16. Les résultats de calcul des pluies de courte durée.

Période de retour	100 Ans		50 Ans		20 Ans		10 Ans		5 Ans	
	Pcd (mm)	I (mm/h)	Pcd (mm)	I (mm/h)	Pcd (mm)	I (mm/h)	Pcd (mm)	I (mm/h)	Pcd (mm)	I (mm/h)
0,25	17,582	70,329	15,166	60,665	12,173	48,693	10,160	40,640	8,254	33,017
1	32,358	32,358	27,912	27,912	22,403	22,403	18,698	18,698	15,191	15,191
2	43,897	21,948	37,865	18,933	30,393	15,196	25,366	12,683	20,608	10,304
3	52,470	17,490	45,260	15,087	36,329	12,110	30,320	10,107	24,633	8,211
4	59,550	14,888	51,368	12,842	41,231	10,308	34,412	8,603	27,957	6,989
5	65,694	13,139	56,667	11,333	45,484	9,097	37,962	7,592	30,841	6,168
6	71,181	11,864	61,401	10,233	49,283	8,214	41,133	6,855	33,417	5,570
7	76,177	10,882	65,710	9,387	52,742	7,535	44,020	6,289	35,762	5,109
8	80,786	10,098	69,686	8,711	55,934	6,992	46,683	5,835	37,926	4,741
9	85,083	9,454	73,393	8,155	58,909	6,545	49,167	5,463	39,944	4,438
10	89,121	8,912	76,875	7,688	61,704	6,170	51,499	5,150	41,839	4,184
11	92,938	8,449	80,167	7,288	64,347	5,850	53,705	4,882	43,631	3,966
12	96,565	8,047	83,296	6,941	66,858	5,572	55,801	4,650	45,334	3,778
13	100,026	7,694	86,282	6,637	69,255	5,327	57,801	4,446	46,959	3,612
14	103,341	7,382	89,142	6,367	71,550	5,111	59,717	4,266	48,515	3,465
15	106,527	7,102	91,889	6,126	73,756	4,917	61,558	4,104	50,011	3,334
16	109,595	6,850	94,536	5,909	75,880	4,742	63,331	3,958	51,451	3,216
17	112,558	6,621	97,092	5,711	77,931	4,584	65,043	3,826	52,842	3,108
18	115,425	6,412	99,565	5,531	79,916	4,440	66,700	3,706	54,188	3,010
19	118,203	6,221	101,962	5,366	81,840	4,307	68,305	3,595	55,492	2,921
20	120,901	6,045	104,289	5,214	83,708	4,185	69,864	3,493	56,759	2,838
21	123,525	5,882	106,552	5,074	85,525	4,073	71,380	3,399	57,991	2,761
22	126,079	5,731	108,756	4,943	87,293	3,968	72,857	3,312	59,190	2,690
23	128,570	5,590	110,904	4,822	89,017	3,870	74,296	3,230	60,359	2,624
24	131,000	5,458	113,000	4,708	90,700	3,779	75,700	3,154	61,500	2,563

Voici la courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) pour 100ans, 50ans,20ans,10ans et 5ans.

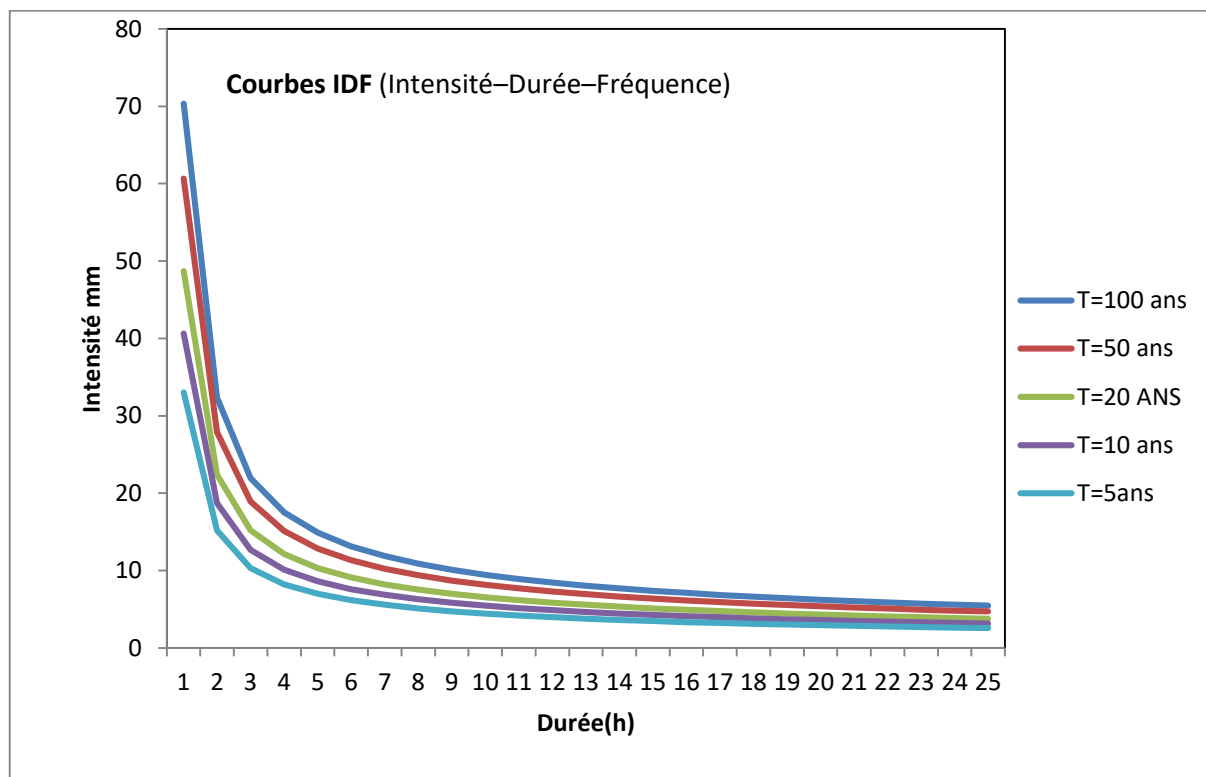


Figure II-10. Courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence).

II.6 . Estimation du débit de projet

Après avoir étudié les caractéristiques du bassin versant et en se basant sur les résultats obtenus concernant les précipitations pour calculer le débit de cru pour ce bassin versant aux différentes périodes de retour.

II.6.1 Calcul du débit de crue

La prédétermination des crues a pour but de relever les crues les plus importantes afin de garantir un maximum de sécurité pour les ouvrages on vise à utiliser deux différentes Approches

Approche Soil Conservation Service « SCS » et l'approche basée sur des formules empiriques pour évaluer le débit de crue de bassin versant.

6.1.1 La Méthode Service de Conservation des Sols « SCS »

La méthode utilisée pour la transformation de la pluie brute (précipitée) en pluie nette (ruisselée) et la construction des hydrogrammes est du type « hydrogramme unitaire SCS (Soil Conservation Service) ». Cette méthode permet dans un premier temps le calcul du volume d'eau ruisselé, via le coefficient CN (Curve Number), et dans un second temps la construction d'un hydrogramme unitaire. La méthode SCS-CN estime la pluie ruisselée comme une fonction de la pluie totale précipitée, de l'occupation du sol, de la géologie et du taux d'humidité initial, à partir de l'équation suivante :

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \text{II.22}$$

P_e = ruissellement à l'instant t

P = pluie totale en mm

I_a = pertes initiales

S = rétention potentielle maximale, qui mesure la capacité du bassin versant à retenir et Stocker les précipitations.

Le ruissellement ne se produit donc qu'à partir du moment où le cumul des précipitations P dépasse les pertes initiales I_a .

Le SCS a développé une relation empirique liant I_a à S à partir de l'analyse des résultats de nombreux petits bassins versants :

$$I_a = 0.2S \quad \text{II.23}$$

Par conséquent, à l'instant t , la quantité d'eau ruisselée est :

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{II.24}$$

Le ruissellement pour un intervalle de temps est calculé comme la différence entre les ruissellements cumulés au début et à la fin de la période.

La capacité de rétention maximale S est reliée aux caractéristiques du bassin versant par l'intermédiaire d'un coefficient CN (Curve Number).

$$S = \frac{2540 - 254CN}{CN} \quad \text{II.25}$$

Les valeurs de CN sont comprises entre 30 (pour les sols perméables à taux élevé d'infiltration) à 100 (pour les masses d'eau)

6.1.2 Occupation du sol

En raison de non disponibilité des données d'occupation du sol nous avons pensé à produire une carte d'occupation de sol pour notre bassin versant, on a fait appel au logiciel SIG pour analyser ces données. Cette carte a été faite à l'aide de logiciel SIG en utilisant une photo satellitaire prise de Google earth pro de date 01/2022.

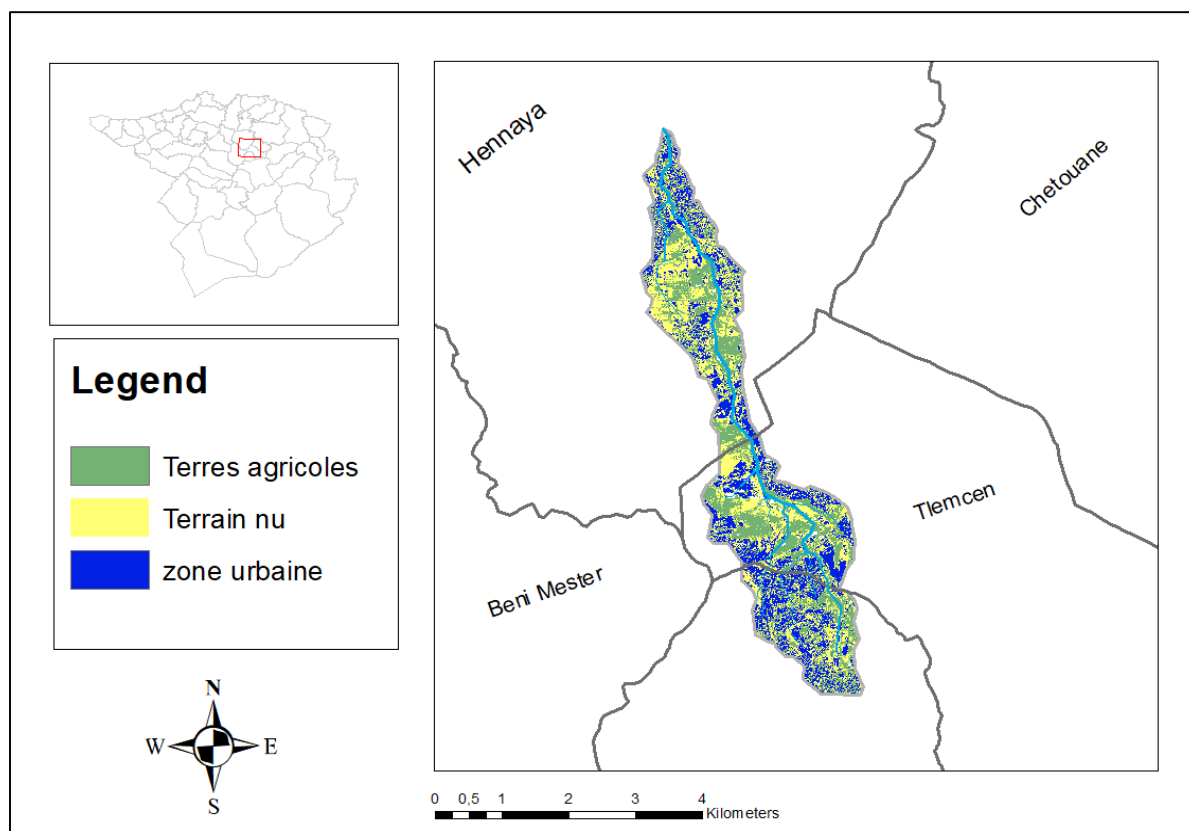


Figure II-11. carte d'occupation du sol.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Le NRCS a classé les sols en quatre catégories en ce qui concerne le potentiel d'infiltration e CN est déterminé en considérant essentiellement les types de sol.

Type de Sol	Group
Sableux, limoneux-sableux.	A
-Sable limoneux -Sable argilo-limoneux	B
-Argile limoneuse -Argile limono-sableuse - Sablo-argileux -Limon sablo-argileux	C
Argile	D

USDA, 1972

Dans notre cas ou on a plusieurs classes d'occupation de sol le CN (Curve Number), nécessité une pondération par la formule suivante :

$$CN_P = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \quad \text{II.26}$$

CN_i : CN associé de chaque Type d'occupation de sol.

A_i : surface de chaque Type d'occupation de sol.

Occupation de sol	Classe des 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

USDA, SCS 1972

Pour notre zone il s'agit d'un sol de type C, sol sablo-argileux(6)CN = 88

L'application de l'approche SCS, est une approche très pratique et efficace qui prend en considération l'occupation du sol du bassin et le taux d'imperméabilisation des sols, elle est utilisée par plusieurs modèles pluie-débit, comme c'est le cas du logiciel est HEC HMS qui sera utilisé dans notre cas

II.7 . Modélisation hydrologique avec le logiciel "HEC HMS"

II.7.1 Modèles hydrologiques de bassin versant

La modélisation hydrologique de bassin versant s'intéresse au cycle de l'eau sur un bassin ; elle inclut donc des fonctions de production (liées aux transferts verticaux) et des fonctions de transfert (liées aux redistributions latérales). Un modèle est construit afin de répondre à une question posée dans un milieu donné et suivant une formulation de la réalité choisie. Il doit aussi tenir compte des données de forçage et de validation disponibles ainsi que de la résolution spatio-temporelle de ces données.

Il existe une très grande variété de modèles hydrologiques, car les processus pris en compte et l'approche adoptée pour les conceptualiser diffèrent selon les auteurs. (11)

7.1.1 La modélisation pluie-débit :

Très souvent, il y a insuffisance de données de débits alors que les données pluviométriques sont généralement abondantes. Il apparaît donc nécessaire, en vue d'une meilleure gestion des ressources en eau par une connaissance plus précise des quantités d'eau disponible, de transformer les données pluviométriques en données hydrométriques. D'où l'intérêt de la modélisation pluie-débit basée sur l'utilisation de modèles simulant la réalité.

Un modèle peut être défini comme la représentation simplifiée d'un phénomène naturel complexe permettant la simulation d'un processus physique. En particulier, un modèle de transformation pluie-débit est un outil qui permet de générer, à partir d'une série de données pluviométriques et d'évapotranspiration potentielle, des débits les plus proches possibles de ceux réellement observés ou potentiellement observables à l'exutoire d'un bassin versant. Un modèle doit répondre à deux critères bien souvent antagonistes : il doit être suffisamment simple pour que sa formulation soit possible et que son exploitation soit aisée et le plus complet possible pour décrire plus fidèlement le système étudié. (11).

7.1.2 Présentation du logiciel HEC-HMS

HEC-HMS est un produit du Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Engineers. Le programme a été élaboré à partir de 1992 en remplacement de HEC-1, qui a longtemps été considéré comme un standard pour les simulations hydrologiques.

Le logiciel permet de simuler les eaux de ruissellement de grands bassins versant fluviaux ainsi que de petits centres urbains par exemple. Le programme permet de générer des hydrogrammes qui peuvent être utilisés directement ou en collaboration avec d'autres logiciels pour, par exemple, des études de disponibilité des ressources en eau, la planification de l'assainissement urbain, des prévisions des inondations, l'impact de projet d'urbanisation sur les ruissellements, la conception d'ouvrages de protection des crues etc.

Le programme permet pour chaque processus de choisir parmi plusieurs choix de modèles mathématiques qui sont des formules empiriques et permettent la simulation de chaque flux. Chaque modèle mathématique inclus dans le programme est adapté à des environnements différents et à des conditions différentes. Faire le bon choix nécessite la connaissance du bassin versant, les objectifs de l'étude hydrologique et une expertise. (12)

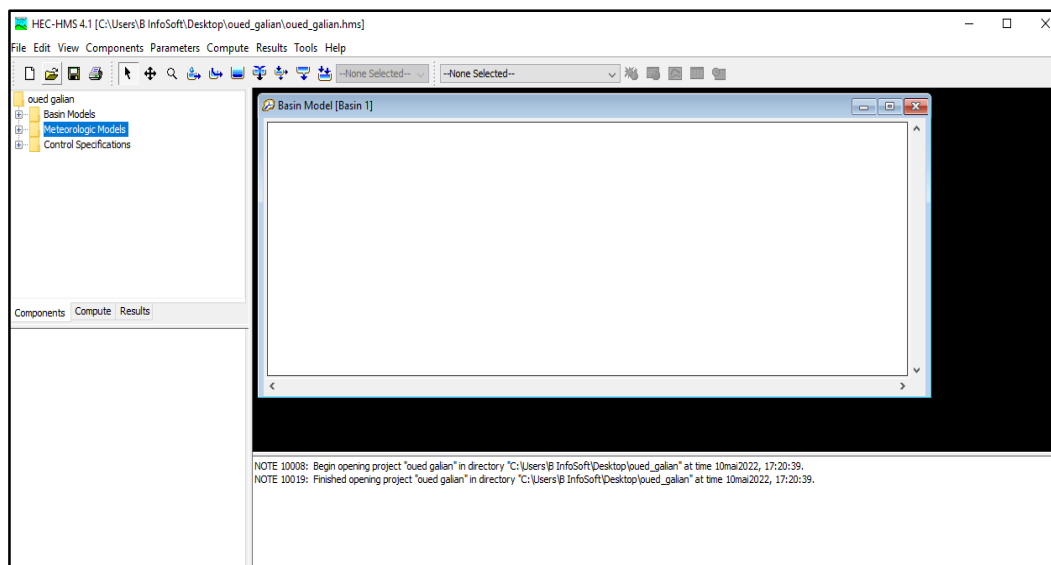


Figure II-12.interface HEC-HMS.

7.1.3 Les caractéristiques générales du modèle :

Le HEC-HMS 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, à un point donné du bassin étudié. Sa conception a été lancée par l'USACE pour évoluer vers une nouvelle génération du logiciel qui va remplacer son antécédent le HEC-1, tous appartenant à la fameuse gamme HEC (HEC-RAS, HEC-GeoRAS, HEC-GeoHMS, ...).

En effet, afin de s'adapter aux différents contextes d'études, ce modèle opère selon le principe de tâches distinctes, c'est-à-dire qu'il simule le bassin à un système uniforme composé de plusieurs composantes assurant chacune de représenter un aspect particulier du processus pluie-débit et agissant successivement pour produire l'hydrogramme de l'écoulement. Pour y parvenir, chaque tâche est confiée à un formalisme d'un module choisi librement par l'utilisateur en fonction de ses besoins et ses données, ainsi, en mutant les formalismes d'un module, le HEC-HMS peut changer de type de modèle, par exemple passer d'un modèle événementiel à un modèle continu, de global au distribué, d'empirique au conceptuel et ainsi de suite. (11).

7.1.4 Les étapes de la simulation

Pour effectuer une première simulation, il est nécessaire de créer une base de données pour caractériser le bassin versant et déterminer les averses qui seront employées comme données d'entrée du modèle. Les principales étapes de la simulation sont :

- Démarrage d'un nouveau projet;
- Définition du modèle de bassin versant ;
- Données de la ou des stations météorologiques ;
- Définition du modèle de précipitation ;
- Création du modèle de contrôle ;
- Lancement de la simulation.

II.7.2 Les résultats de la simulation :

Dans notre étude, les processus hydrologiques ont été simulés sur une période de retour de 5 ans à 100 anses résultats de simulation obtenus après application du modèle de perte par infiltration SCS CN et de la méthode de transfert d'hydrogramme unitaire de SCS sont les suivants :

- Pour T=100ans

Tableau II-17.Résultats de simulation pour la période de retour 100ans.

Bassin versant	la surface drainée (km ²)	Temps de pic	Débit de pointe (m ³ /s)	Volume (mm)	Les pertes (mm)
Oued Galian	9,336	13:15 h	77,1	97	34

Ce graphe représente l'hydrogramme de crue pour une période de retour de 100ans pour le bassin versant d'oued Galian.

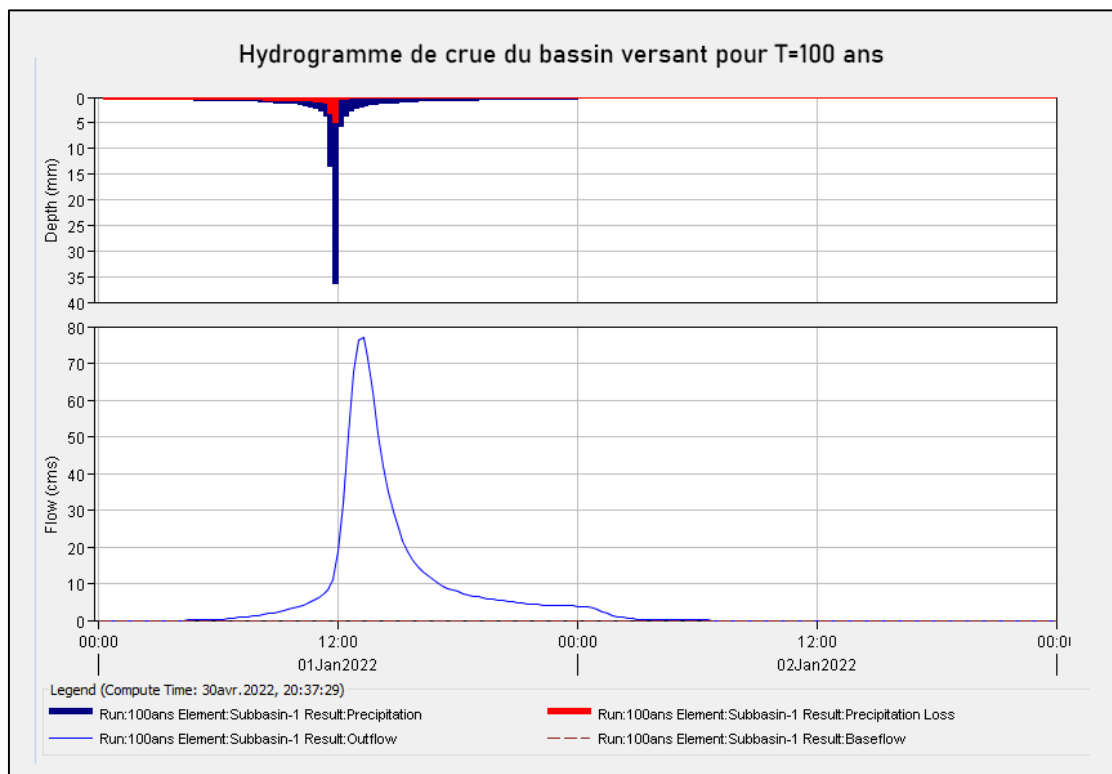


Figure II-13.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T=100 ans

Pour une période de retour T=100 l'infiltration elle est estimée à 25,95% de la pluie totale, le pic de l'hydrogramme atteint un débit de 77.1 m³/s

Chapitre II Calculs Hydrologiques

- Pour T= 50ans

Tableau II-18.Résultats de simulation pour la période de retour 50 ans

Bassin versant	la surface drainée (km ²)	Temps de pic	Débit de pointe (m ³ /s)	Volume (mm)	Les pertes (mm)
oued Galian	9,336	13:15 h	63,8	79,96	33,04

Ce graphe représente l'hydrogramme de crue pour une période de retour de 50 ans pour le bassin versant d'oued Galian.

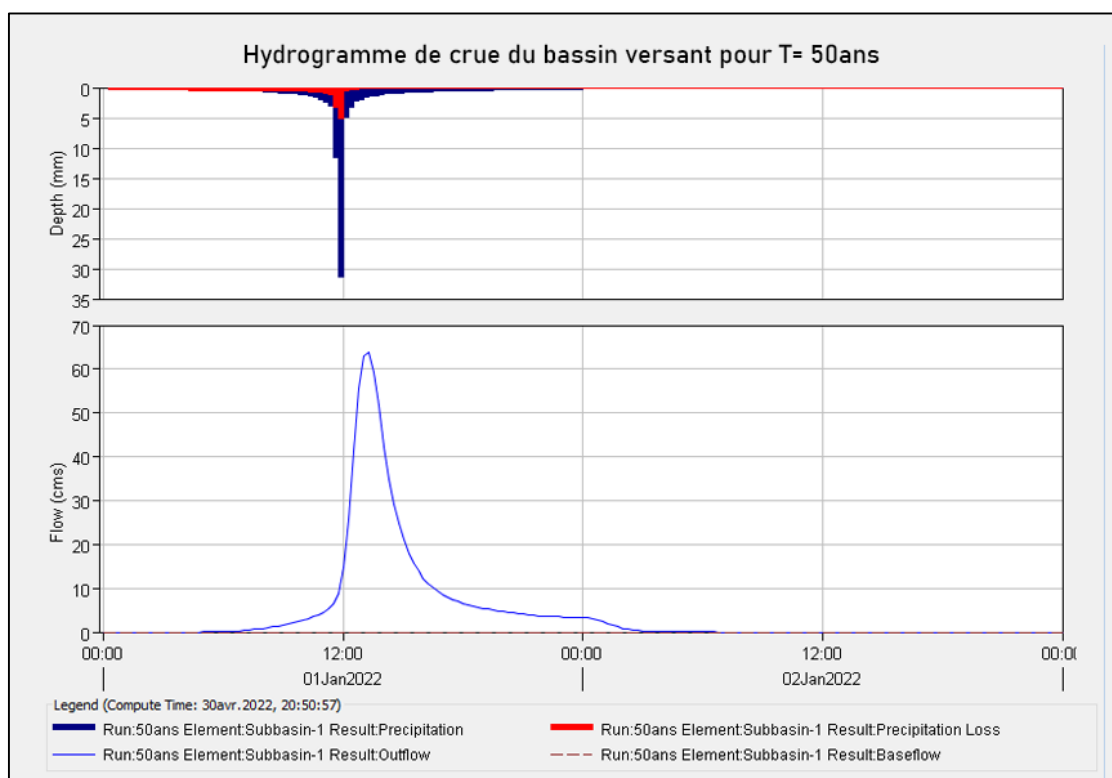


Figure II-14.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 50ans.

Pour une période de retour T=50ans l'infiltration elle est estimée à 29,23% de la pluie totale, le pic de l'hydrogramme atteint un débit de 63.8 m³/s.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

- Pour T= 20ans

Tableau II-19.Résultats de simulation pour la période de retour 20ans

Bassin versant	la surface drainée (km ²)	Temps de pic	Débit de pointe (m ³ /s)	Volume (mm)	Les pertes (mm)
Oued Galian	9,336	13:15 h	47,4	59,27	31,43

Ce graphe représente l'hydrogramme de crue pour une période de retour de 20 ans pour le bassin versant d'oued Galian.

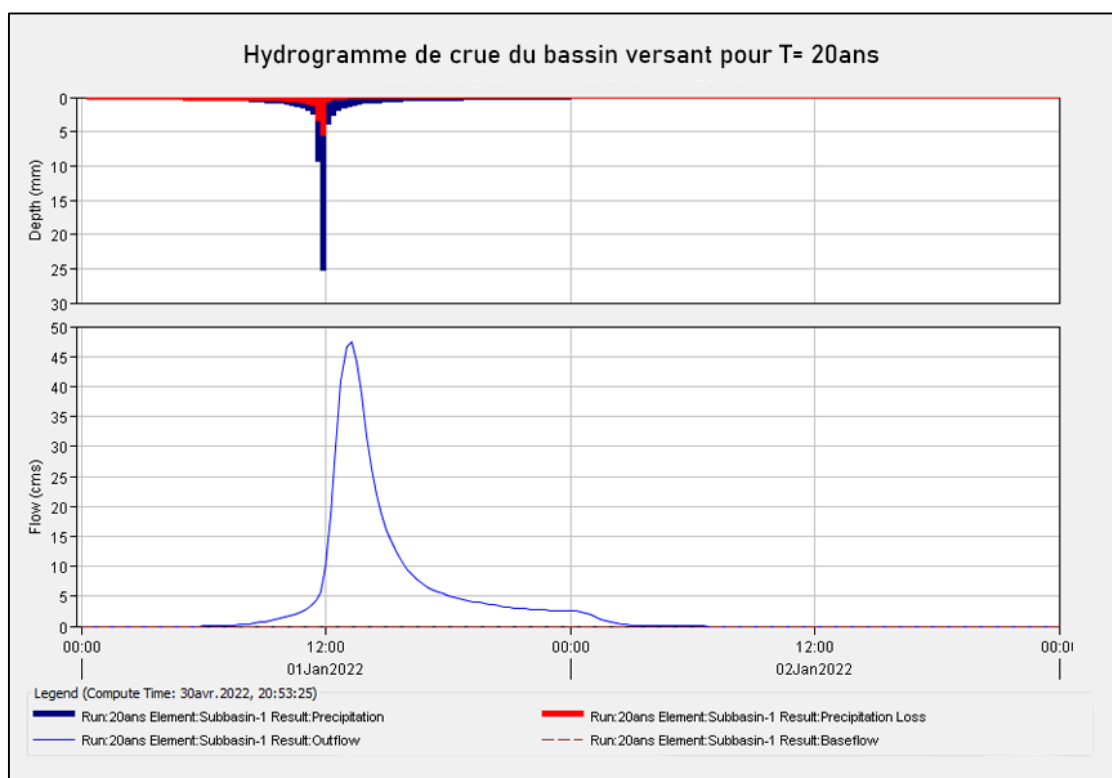


Figure II-15.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 20ans.

Pour une période de retour T=20ans l'infiltration elle est estimée à 34,65% de la pluie totale, le pic de l'hydrogramme atteint un débit de 47.4 m³/s.

- Pour T= 10ans

Tableau II-20.Résultats de simulation pour la période de retour 10ans

Bassin versant	la surface drainée (km ²)	Temps de pic	Débit de pointe (m ³ /s)	Volume (mm)	Les pertes (mm)
Oued Galian	9,336	13:15 h	36,1	45,12	29,88

Ce graphe représente l'hydrogramme de crue pour une période de retour de 10 ans pour le bassin versant d'oued Galian.

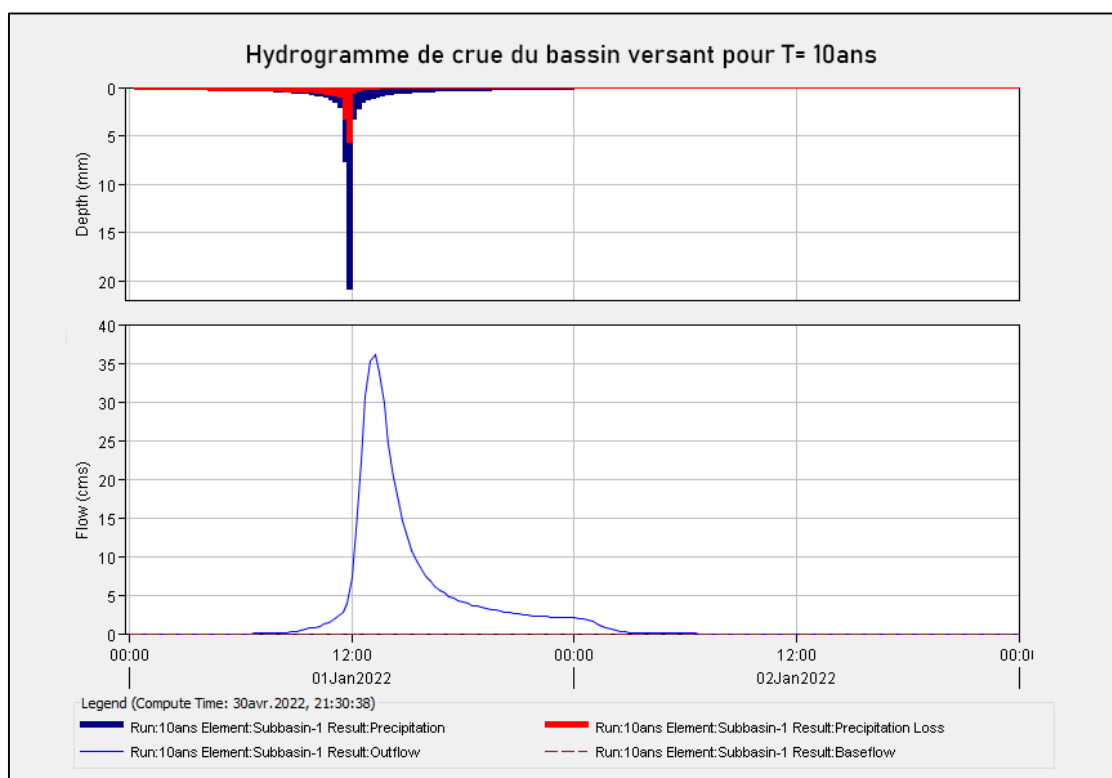


Figure II-16.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 10ans.

Pour une période de retour T= 10ans l'infiltration elle est estimée à 39,47% de la pluie totale, le pic de l'hydrogramme atteint un débit de 36.1 m³/s.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

- Pour T= 5ans

Tableau II-21.Résultats de simulation pour la période de retour 5 ans.

Bassin versant	la surface drainée (km ₂)	Temps de pic	Débit de pointe (m ³ /s)	Volume (mm)	Les pertes (mm)
Oued Galian	9,336	13:15 h	26,2	32,96	28,04

Ce graphe représente l'hydrogramme de crue pour une période de retour de 5 ans pour le bassin versant d'oued Galian.

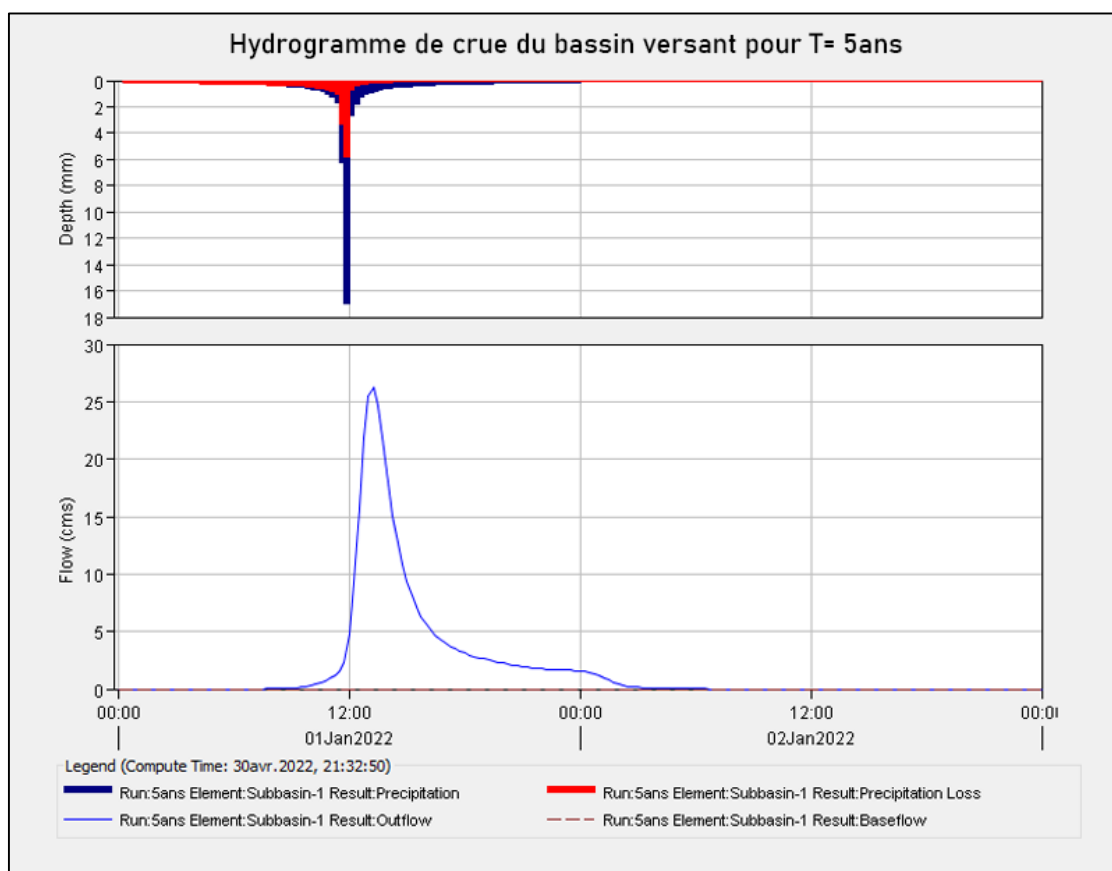


Figure II-17.Hydrogramme de crue du bassin versant pour T= 5ans.

Pour une période de retour T= 5ans l'infiltration elle est estimée à 45.59% de la pluie totale, le pic de l'hydrogramme atteint un débit de 26.2 m³/s.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Ce tableau représente les résultats de simulation pour les périodes de retour 5, 10, 20,50 et 100 ans

Tableau II-22.Résultats de simulation pour BV d'oued Galian.

T (ans)	100	50	20	10	5
Q (m³/s)	77,1	63,8	47,4	36,1	26,2
Temps de pic	13:15 h				
Surface drainée (km²)	9,336				
Volume (mm)	97	79,96	59,27	45,12	32,96
Perte (mm)	34	33,04	31,43	29,88	28,04

II.8 . Approche basée sur des Formules Empiriques

Les Formules empiriques établies une relation entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de « GIANDOTTI, TURAZZA, et SOKOLOVSKY...etc. » Les méthodes largement utilisées en Algérie, sont présentées ci-après :

II.8.1 Formule de TURAZZA

$$Q_{max,p\%} = \frac{C*S*I_{tc}}{3.6} \quad \text{II.27}$$

S : Surface du bassin versant km² ;

I_{tc} : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h

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

II.8.2 Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot P_{ct} \cdot f \cdot S}{T_c} \quad \text{II.28}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h]

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

f : Coefficient de forme de la crue

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \quad \text{II.29}$$

Tableau II-23. Valeur de γ en fonction de bassin versant.

Pour $1 \leq S \leq 50$ km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

II.8.3 Formule de Giandotti

La méthode de Giandotti s'inspire des lois de ruissellement basées sur les caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que le temps de concentration. Cette formule donnée de résultats satisfaisants, particulièrement pour les bassins typiquement montagneux. (Bennis, 2004).

$$Q_{max,p\%} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{moy} - H_{min})^{\frac{1}{2}}}{4(S)^{\frac{1}{2}} + 1.5L} \cdot P_{cd} \quad \text{II.30}$$

Q_{max, p%} : débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : superficie du bassin versant (km²).

L : longueur du talweg principal (km).

Chapitre II Calculs Hydrologiques

H_{moy} , H_{min} : altitudes moyennes et minimales (m).

P_{cd} : pluies de courte durée (m).

Voici les résultats de calcul des débits par les formules empiriques

Tableau II-24. Débits de crue du BV par les formules empiriques (m³/s)

T (ans)	100	50	20	10	5
Formule de TURAZZA	41,23	34	25,19	19,17	14
Formule de GIANDOTTI	127	109	87,8	73,335	59,57
Formule de SOKOLVSKY	67,353	58,1	46,633	38,921	31,62

II.8.4 Discussion des résultats

Les résultats des trois formules empiriques ont donné des différents résultats des débits, on remarque que les formule de SOKOLVSKY et TRAUZZA donnent presque les mêmes valeurs de débits pour les différentes périodes de retours mais avec une différence de l'ordre de 20m³/s entre eux et une différence de 40m³/s par rapport la formule de GIADOTTI.

La méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS nous donne des valeurs de débits proches à la formule SOKOLVSKY, elle prendre 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.

Chapitre II Calculs Hydrologiques

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des débits pour les différents périodes de retour selon les deux approches utilisées.

Tableau II-25.Résultats des débits selon les deux approches

T (ans)	100	50	20	10	5
Formule de TURAZZA	41,23	34	25,19	19,17	14
Formule de GIANDOTTI	127	109	87,8	73,335	59,57
Formule de SOKOLVSKY	67,353	58,1	46,633	38,921	31,62
SCS-CN	77,1	63,8	47,4	36,1	26,2

II.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant d'oued Galian et l'analyse des pluies maximales journalières et le calcul des intensités qui permet donc de déterminer le débit de crue pour différentes périodes de retour.

Hydrologiquement parlant. L'évaluation de la qualité d'ajustement montre bien que notre série s'ajuste bien à la loi GEV

On a étudié les débits de crues correspondants aux différentes périodes de retour pour notre bassin versant en utilisant deux différentes méthodes « les formules empiriques et la méthode SCS-CN du modèle hydrologique HEC-HMS ». D'après les résultats obtenus on est opté pour les résultats de la méthode SCS-CN avec un débit de crue égale à 77.1 m³/s, qui correspond à une période de retour de 100 ans, car le bassin est très urbanisé.

Dans le prochain chapitre sera l'étude hydraulique et la localisation des zones inondables, qui nous permettent de dimensionner les ouvrages de protection de la ville de Hennaya

**Chapitre III Modélisation Hydraulique et
aménagement**

III.1 Introduction

L'écoulement de l'eau à surface libre en milieu naturel est assez compliqué à étudier vue le degré de variabilité spatiale et temporel des paramètres qui entrent en jeux, le but de cette étude est la détermination des paramètres techniques d'un système d'aménagement d'oued « **Galian** » capable de protéger les habitations et les infrastructures existantes contre les inondations. Cette action se fera le long de l'oued et permettra de stabiliser les berges pour atténuer l'effet d'érosion qui peut générer des glissements et maintenir un écoulement dans le lit mineur de l'oued.

III.2 Etude des écoulements

III.2.1. Description générale de cour d'eau

Dans cette partie de l'étude, on essayera de donner une description générale sur le cour d'eau et les différents ouvrages existants. L'état d'oued Galian non aménagés est critique, D'un point de vue végétation qui occupe les berges et le lit de ces oueds, ce qui provoque un obstacle en cas de crue, en plus de ça des rejets des déchets se font à ciel ouvert provoquant la pollution de cour d'eau.

Le tronçon étudié a partir de route national N22 sur une longueur de 1930 m jusqu'au route vers Remchi avec une pente moyenne de 0.020. Sur le tronçon étudié, un ouvrage d'infrastructure routière et ferroviaire franchit l'oued Galian dans la zone d'étude, il s'agit de l'aval vers l'amont suivant le point kilométrique :

-Pont Hennaya (PK 1.060)

D'une part, cet ouvrage peuvent avoir des incidences sur l'écoulement, notamment occasionner des pertes de charge locales et provoquer des embâcles (accumulations de bois flottants), d'autre part ces ouvrages peuvent être eux-mêmes mis en danger par la dynamique de l'oued, en particulier les phénomènes d'érosion éventuels (érosion du fond, érosion des berges).



@SAIDI_SALIM_ENSH2022

Figure III-1.Etat d'oued Galian en amont et en aval (26/01/2022).

III.2.2 Description des tronçons de l'oued

Pour permettre une meilleure description d l'oued, on a fait une subdivision suivant les ouvrages existants le long du tracé comme la montre la figure ci-dessous

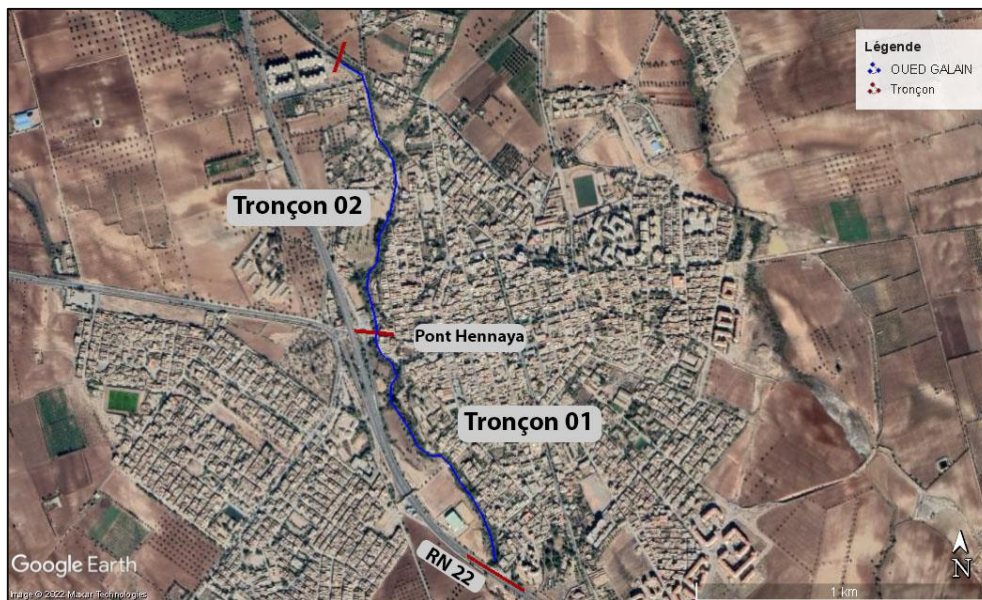


Figure III-2. Les différents tronçons du cours d'eau.

2.2.1 Tronçon 01(87 0m) : entre RN 22 et le pont de Hennaya

Le lit n'a pas été aménagé avec une pente moyenne de 2 %, les berges du lit mineur sont végétalisées, la présence des déchets, Le lit majeur est densément urbanisé en rive droite et quelques surfaces cultivées en rive gauche.



@SAIDI_SALIM_ENSH2022

Figure III-3. Tronçon 01 en amont et aval (26/01/2022).

2.2.2 Tronçon 02 (1059 m) : entre le pont de Hennaya et route vers Remchi

Les berges sont végétalisées. Le lit n'a pas été aménagé. Des espèces agricoles subsistent sur certains sous-tronçons, à gauche, urbanisation en rive gauche moins que la rive droite :



@SAIDI_SALIM_ENSH2022

Figure III-4.Tronçon 02 le 26/01/2022

III.3 Modélisation de l'écoulement

III.3.1. Définition

La modélisation hydraulique est indispensable pour la compréhension du comportement du cours d'eau à différents stades, puisqu'elle permet de simuler l'écoulement des cours d'eau et modéliser des différents scénarios d'une rivière en crue, il s'agit d'une étape importante dans l'évaluation des risques liés aux inondations, elle a pour principale objectif d'estimer l'ampleur que peuvent entraîner les incertitudes tant sur les débits, les niveaux d'eau et les superficies inondées. Pour un événement hydrologique donné, le modèle numérique calcule en chaque point préalablement défini, le niveau, le débit et la vitesse de l'écoulement On a deux types des modelés hydrauliques :

- Les modèles 1D qui décrivent l'écoulement dans une section de la vallée. Le traitement d'une multitude de ces sections unitaires permet de décrire le fonctionnement global de la rivière, le champ de vitesse est considéré unidirectionnel.

- Les modèles 2D qui décrivent l'écoulement dans l'ensemble de la plaine alluviale par l'introduction d'un maillage qui restitue le relief. Ces modèles sont également capables d'intégrer une composante temporelle au travers d'un débit varié dans le temps. Le champ de vitesse dans ce cas est bidirectionnel.

III.3.2. Modèle HEC-RAS

C'est un logiciel de modélisation qui a été développé par l'US Army Corps of Engineers. HEC-RAS « Hydrologic Engineering Center – River Analysis System ». Il est destiné à modéliser les écoulements à surface libre dans les canaux naturels et artificiels. Il permet de simuler les écoulements en régime permanent et en régime transitoire, d'effectuer les calculs de lignes d'eau en régime dynamique en simulant les différents obstacles (ouvrages de franchissement, ponts, dalots, ...) le long du cours d'eau, il peut simuler aussi le transport solide et le transfert de pollution. Un modèle hydraulique HEC – RAS nous permet d'introduire la géométrie des profils en travers des rivières et les profils des ouvrages. Les profils en long sont calculés à l'altitude de leurs profils en travers, ils sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et présentent des coordonnées et des altitudes topographiques. Ils décrivent la forme et l'allure de la rivière (13).

III.3.3. Caractéristiques du modèle

La procédure de base de calcul du logiciel HEC-RAS pour les écoulements permanents est basée sur la solution de l'équation de conservation de l'énergie à une dimension. Les pertes d'énergie sont évaluées par les frottements et les effets de contraction / expansion. L'équation de quantité de mouvement est également utilisée dans les situations d'écoulement rapidement varié, par exemple au niveau de ressauts hydrauliques, de ponts et de confluences.

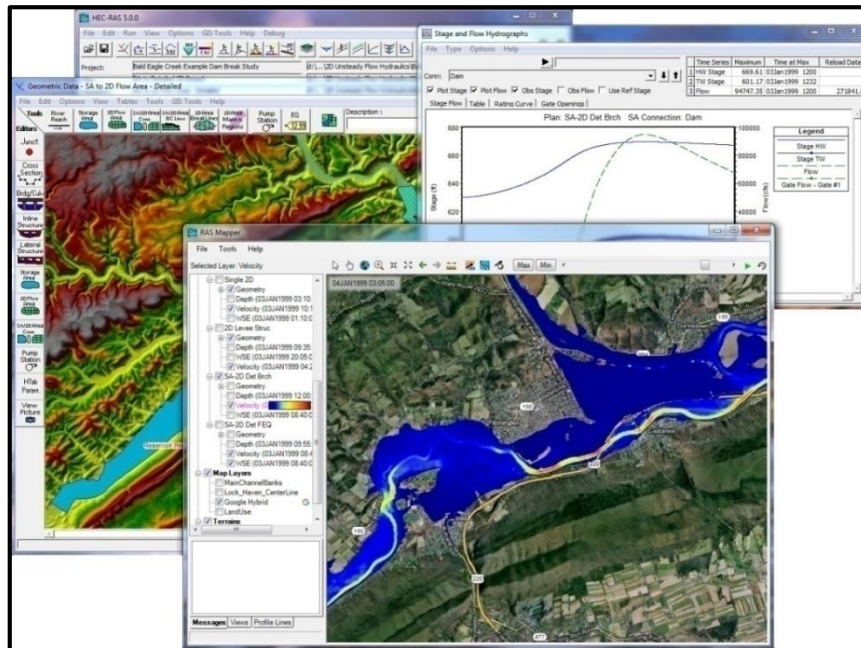


Figure III-5. Fenêtre de travail du logiciel Open source HEC-RAS 6.1

III.3.4. Les Démarches 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 1ère étape :** la Construction d'un modèle géométrique du tronçon des rivières étudiées en se basant sur un modèle numérique de terrain (MNT) à l'aide d'Auto Cadou bien ARC-GIS, on trace les sections en travers pour chaque intervalle de distance et on crée un fichier d'extension (. Géo) qui sera exporté vers HEC-RAS ou bien l'exportation du modèle à l'aide de HEC-GeoRAS sur ARC-GIS. Il est à signaler que des levés de terrain des sections en travers sont à définir, car ça donne plus de précision dans la simulation des écoulements.
- **La 2ème 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. Il contient aussi les variables par défaut qui peuvent être définies par l'utilisateur et une référence au dernier Plan utilisé
- **La 3ème étape :** crée un nouveau fichier géométrie et importé les sections en travers vers le projet, ce fichier contient toutes les informations géométriques sur le cours d'eau analysé, soit le schéma arborescent, les sections transversales, la distance entre une section et une autre, les coefficients de Manning de chaque section ou tronçon, les ouvrages présents sur le chenal de l'Oued (ponts, ponceaux...etc.). Pour le choix de coefficient de Manning on se basant sur la Forme de l'oued et les Matériaux du lit et Etat de la végétation, l'état du lit majeur...etc., donc 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.

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
<i>A. Natural Streams</i>			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no riffs 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	0.025	0.030	0.035
1. Short grass	0.030	0.035	0.050
2. High grass			
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			

Figure III-6. Coefficients de rugosité de Manning.

La carte suivante représente notre modèle numérique du terrain à partir de notre plan topographique

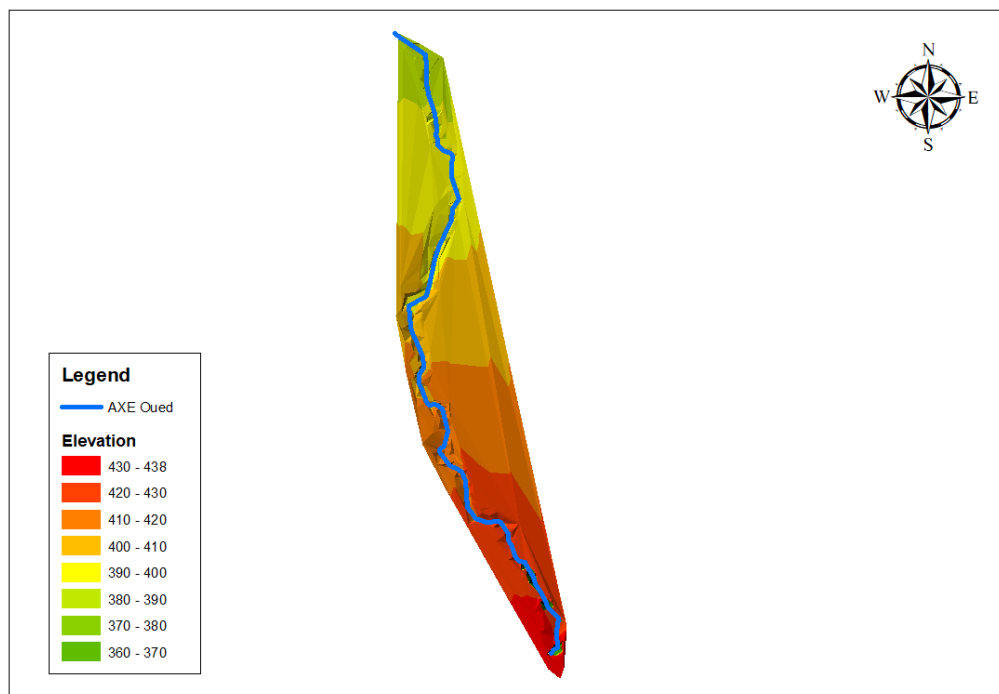


Figure III-7. Notre modèle numérique du terrain.

La figure suivante représente la répartition des sections en travers sur HEC RAS



Figure 1-III-8.Répartition des sections transversales sur HEC RAS

- **La 4^{ème} étape :** la création du fichier « Flow » ou bien Débit, il est utilisé pour simuler les écoulements permanents. Il contient le nombre de Profile devant être calculés, les données de débit pour chacun d'eux et les conditions limites pour chaque tronçon. Un Profile désigne l'ensemble des niveaux d'eau calculés pour des conditions particulières de débit. Dans notre cas pour le débit de projet on a choisi le débit de la période de retour centennale 100ans et selon l'étude hydrologique, Le débit de projet choisit est de 77.1 m³/s d'après les calculs hydrologiques.

Les conditions aux limites sont nécessaires pour calculer la hauteur d'eau initiale aux extrémités de chaque tronçon, dans notre cas c'est la pente moyenne 0.02 comme conditions aux limites pour notre oued.

- **La 5^{ème} étape :** la création du fichier plan qui contient les références aux fichiers géométrie et Débit associées à ce plan
- **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.

III.3.5. Simulation de oued Galian à son état naturel

Dans des projets hydrauliques comme la protection des villes contre les inondations et les aménagements des oueds situés dans ou à proximité des villes, une étude de l'état naturel du cours d'eau dans le cas des crues fréquentielles s'impose dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables, afin d'envisager des solutions adéquates pour l'aménagement.

III.3.6. Visualisation des résultats

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. Nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré, les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie. Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Un des résultats intéressants à consulter est la vue en profil du tronçon simulé. Cette fonction, « View Profiles », est située dans la barre de boutons.

Les figures suivantes montrent les vues en profil de l'oued :

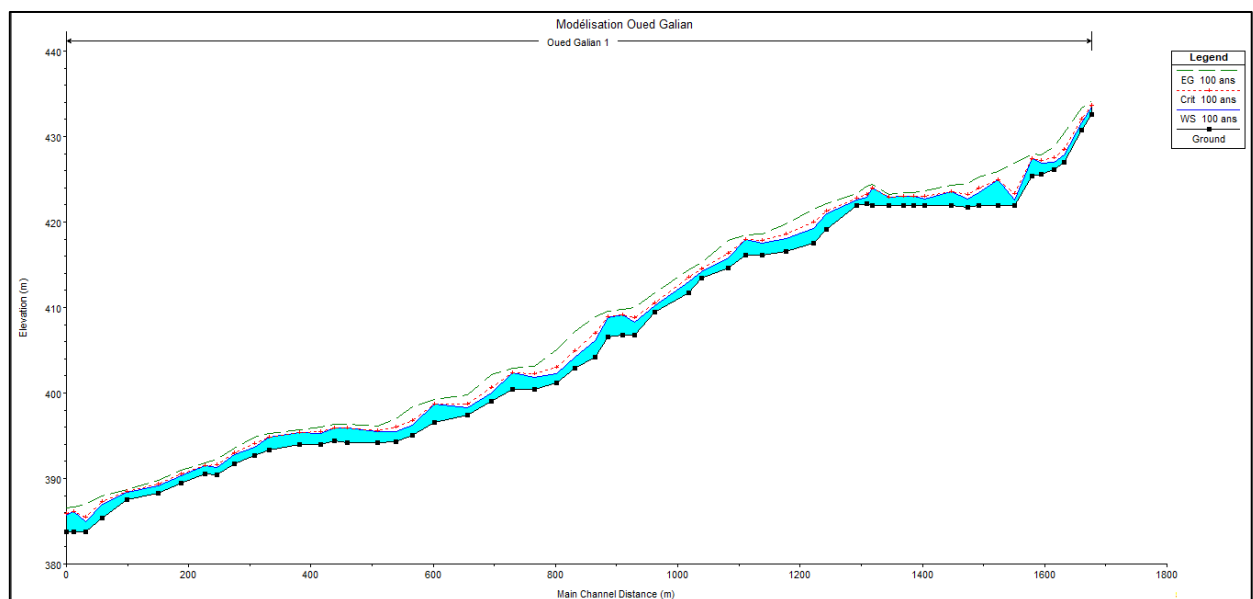


Figure III-9. vues en profil de l'oued

-La figure 1-9 montre le profil de l'oued et la hauteur d'eau qui atteint jusque 4 m

La figure suivante montre la variation du nombre de Froude en fonction de la distance

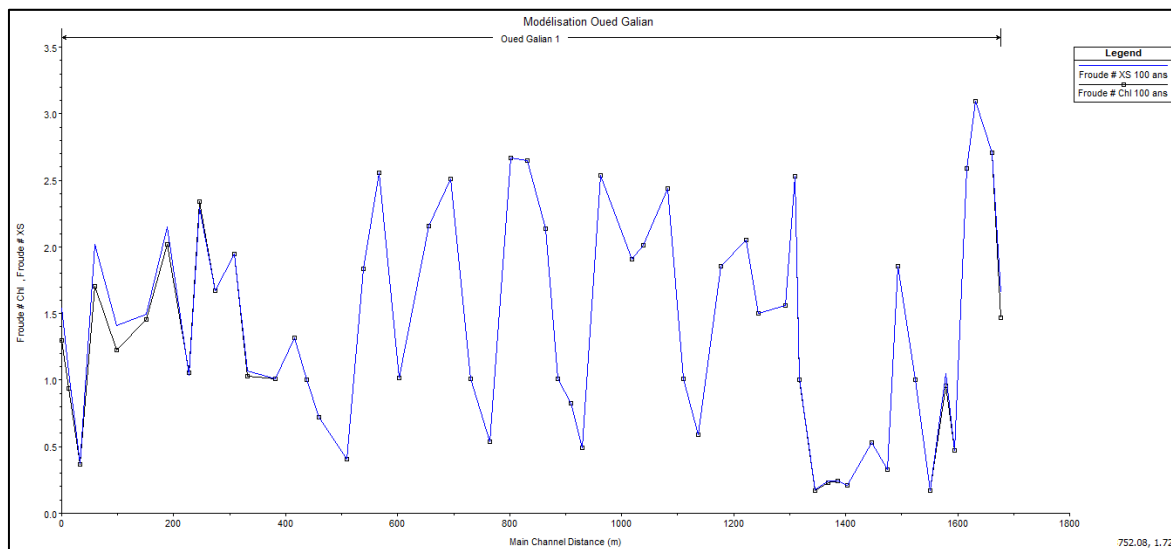
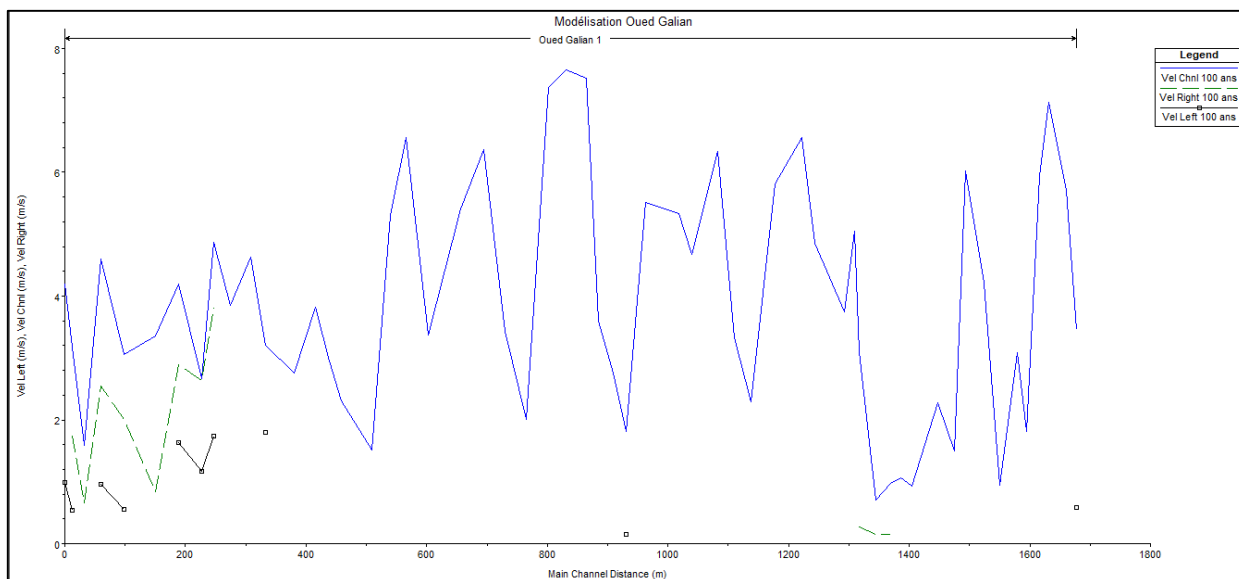


Figure III-10. Variation de nombre de Froude en fonction de la distance

-le Nombre de Froude varie de 0.17 Jusqu'à 3 qui signifient la présence deux régimes d'écoulement fluvial, et torrentiel.

-Le régime torrentiel domine plus sur ce tronçon étudié qui signifie que y'a pas de dépôts solide.



-La variation de vitesse en fonction de la distance en la vitesse varie de 0.5 à 7.6m/s

III.3.7. Discussion des résultats

Les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement pour chaque tronçon sont résumées de l'amont vers l'aval comme suit :

Tronçon 01 :

L'illustration suivante illustre une section en travers du tronçon 01 après la simulation

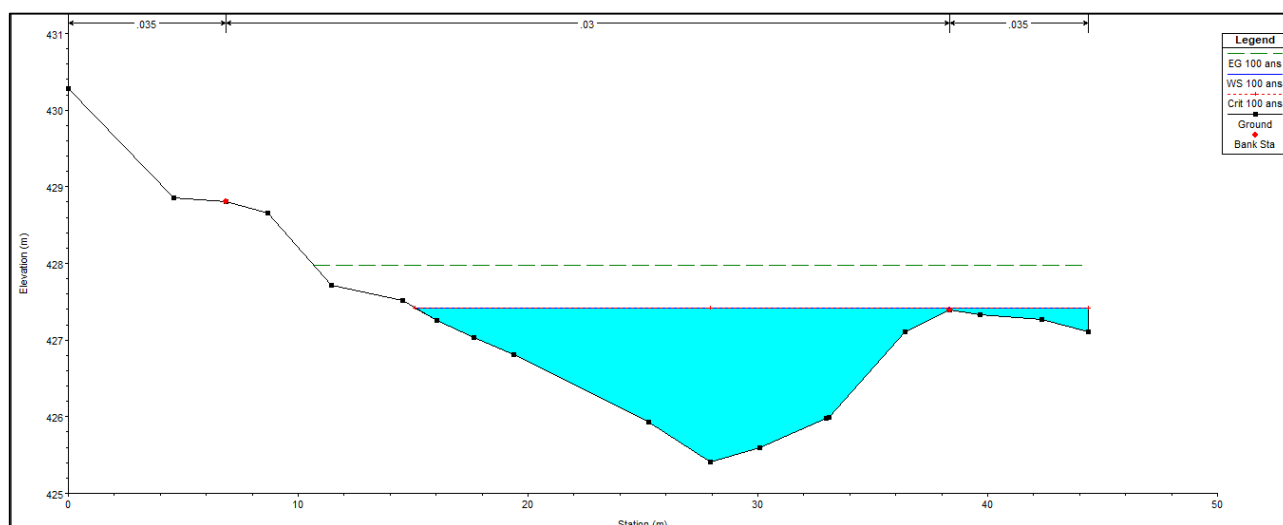


Figure III-11. Profil en travers du tronçon 01 au passage d'une crue centennale

Dans ce tronçon la pente moyenne est 0.0201, la hauteur d'eau arrive jusqu'à 4 m et les vitesses d'écoulement atteints jusqu'à 7 m/s. La capacité de ce tronçon permet le passage de la crue centennale sauf dans quelques zones où des débordements ont été observés dans la rive gauche.

Les détails de simulation de tronçon 01 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-1. Résultats de simulation du tronçon 01.

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Pente L.e	Vitesse	S. mouillé	L. miroir	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1930	422.1	427.43	427.43	427.91	0.00806	3.08	25.75	29.39	0.95
1899	422.04	425.93	423.37	425.98	0.0002	0.95	81.19	25.5	0.17
1873	422.32	424.98	424.98	425.88	0.00912	4.21	18.33	10.16	1
1842	421.92	423.45	424.02	425.3	0.03183	6.02	12.82	11.99	1.86
1823	421.77	424.56	423.2	424.68	0.00079	1.5	51.35	23.85	0.33
1796	421.92	424.36		424.63	0.0022	2.28	33.82	17.84	0.53
1753	421.92	424.49		424.53	0.00031	0.93	83.02	41.24	0.21
1735	421.92	424.47		424.53	0.00042	1.07	72.26	36.36	0.24
1718	421.92	424.47		424.52	0.0004	0.97	79.82	47.79	0.23
1694	421.92	424.48		424.5	0.00021	0.71	110.04	66.35	0.17
1667	421.92	423.95	423.95	424.44	0.00908	3.1	24.9	26.24	1
1658	422.18	422.89	423.24	424.19	0.07646	5.05	15.27	37.59	2.53
1641	421.92	422.61	422.82	423.33	0.02561	3.75	20.56	34.78	1.56
1592	419.19	420.97	421.33	422.17	0.02027	4.85	15.88	14.86	1.5
1571	417.54	419.29	419.96	421.48	0.03924	6.56	11.75	11.24	2.05
1527	416.55	418.05	418.59	419.78	0.032	5.82	13.25	13.24	1.86
1486	416.1	418.37	417.81	418.64	0.00279	2.3	33.57	21.78	0.59
1459	416.1	417.92	417.92	418.48	0.00896	3.32	23.23	21.15	1.01
1396	414.6	415.78	416.36	417.83	0.06042	6.34	12.15	17.65	2.44
1290	413.48	414.18	414.52	415.29	0.0439	4.67	16.51	30.1	2.01
1221	411.73	412.99	413.53	414.44	0.03535	5.34	14.44	18.08	1.91
1137	409.48	410.17	410.59	411.72	0.0727	5.52	13.98	29.02	2.54
1104	406.81	409.69	408.82	409.85	0.00198	1.81	42.59	31.16	0.49
1084	406.81	409.38	409.18	409.77	0.00597	2.75	28.02	24.71	0.83
1059	406.51	408.91	408.91	409.57	0.00885	3.6	21.44	16.67	1.01

H critique : hauteur Critique ; **N.L eau** : Niveau de la ligne d'eau, **N.L énergie** : Niveau de la ligne d'énergie ; **Pente L.e** : pente de la ligne d'énergie ; **S. mouillé** : section mouillé ; **L. miroir** : largeur au miroir.

Tronçon 02 :

L'illustration suivante illustre une section en travers en aval du tronçon 02 après la simulation

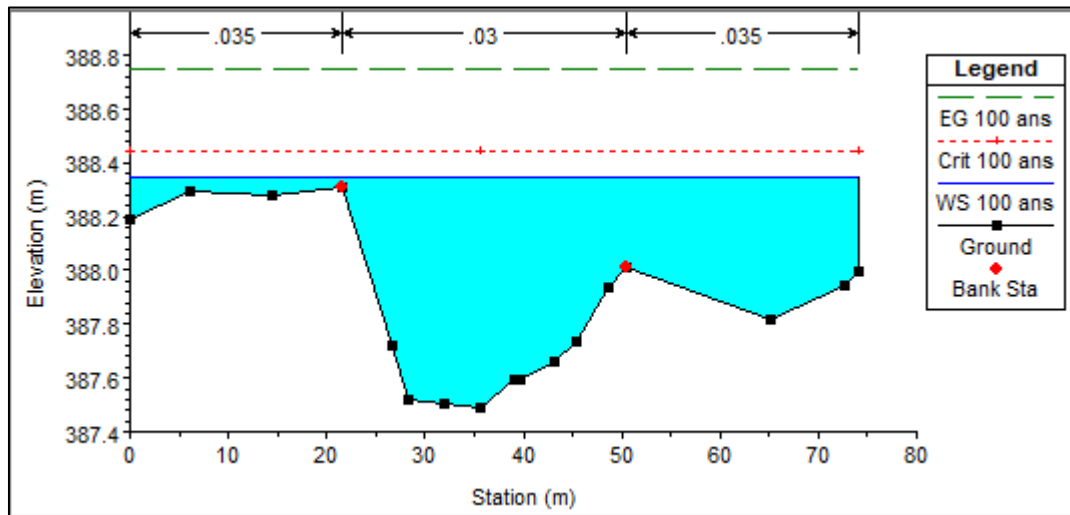


Figure III-12. Profil en travers du tronçon 02 au passage d'une crue centennale

Dans ce tronçon la pente moyenne est 0.020, la hauteur d'eau atteint 2.9 m, et les vitesses d'écoulement varient entre 1.5 et 7.6 m/s. La capacité de ce tronçon permet le passage de la crue centennale sauf dans quelques zones des débordements ont été remarqués dans les deux rives du cours d'eau.

Les détails de simulation de tronçon 02 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-2. Résultats de simulation du tronçon 02.

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Pente L.e	Vitesse	S. mouillé	L. miroir	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1059	406.51	408.91	408.91	409.57	0.00885	3.6	21.44	16.67	1.01
1038	404.17	406.1	407	408.99	0.04448	7.52	10.25	8.12	2.14
1005	402.95	404.17	404.98	407.16	0.06857	7.66	10.07	11.77	2.64
975	401.2	402.29	403.02	405.05	0.07015	7.36	10.47	13.45	2.66
939	400.41	402.91	402.28	403.11	0.00235	2.01	38.38	27.06	0.54
904	400.45	402.33	402.33	402.93	0.00884	3.42	22.52	19.21	1.01

Suite de tableau

868	399.05	400.05	400.62	402.12	0.06501	6.37	12.1	18.43	2.51
829	397.44	398.3	398.73	399.79	0.04817	5.41	14.26	22.24	2.16
776	396.55	398.67	398.67	399.25	0.00896	3.38	22.82	20.13	1.01
740	395.1	396.2	396.8	398.4	0.06689	6.56	11.75	17.51	2.56
713	394.29	395.52	396.02	396.96	0.03206	5.31	14.53	17.01	1.83
682	394.23	396.47	395.63	396.59	0.0013	1.52	50.83	35.35	0.4
633	394.23	396.19		396.47	0.0046	2.31	33.36	31.98	0.72
611	394.37	395.87	395.87	396.32	0.00939	2.95	26.1	29.62	1
589	394	395.29	395.48	396.03	0.01641	3.82	20.19	23.63	1.32
554	394.02	395.35	395.35	395.74	0.00991	2.75	28.04	37.04	1.01
505	393.37	394.81	394.85	395.27	0.0095	3.2	27.34	33.96	1.03
481	392.65	393.7	394.05	394.79	0.04042	4.63	16.64	28.83	1.95
447	391.73	392.75	392.99	393.5	0.03051	3.84	20.06	37.34	1.67
374	390.41	391.28	391.57	392.29	0.06383	4.88	18.01	47.05	2.34
355	390.58	391.47	391.47	391.81	0.01139	2.67	30.69	47.47	1.06
234	389.45	390.31	390.51	390.99	0.04725	4.2	23.33	78.73	2.02
197	388.31	389.19	389.36	389.76	0.02307	3.36	23.12	44.87	1.46
145	387.49	388.34	388.45	388.74	0.01548	3.06	29.8	74.09	1.23
69	385.42	386.85	387.17	387.87	0.02852	4.6	18.36	36.57	1.7
42	383.71	386.62	385.52	386.74	0.00101	1.59	49.77	27.75	0.37
23	383.73	386.17	386.17	386.66	0.00765	3.18	25.96	29.55	0.94
10	383.71	385.61	385.86	386.49	0.01553	4.19	19.39	26.04	1.3

III.4 Les zones inondables.

Les zones inondables. Une zone inondable est constituée par l'ensemble des terrains susceptibles d'être recouverts par la crue d'un cours d'eau dans la manifestation extrême du phénomène. Elle comprend donc aussi bien des terrains régulièrement inondés à chaque crue que ceux qui peuvent l'être exceptionnellement

Notre objectif dans ce chapitre est la délimitation des zones inondables et sur la base des résultats de la simulation précédente et en utilisant l'application RAS-Mapper intégré dans HECC-RAS version 6.1, on a créé une carte des zones inondables de la commune de Hennaya pour un débit de Crue centennale comme le montre la figure suivante :

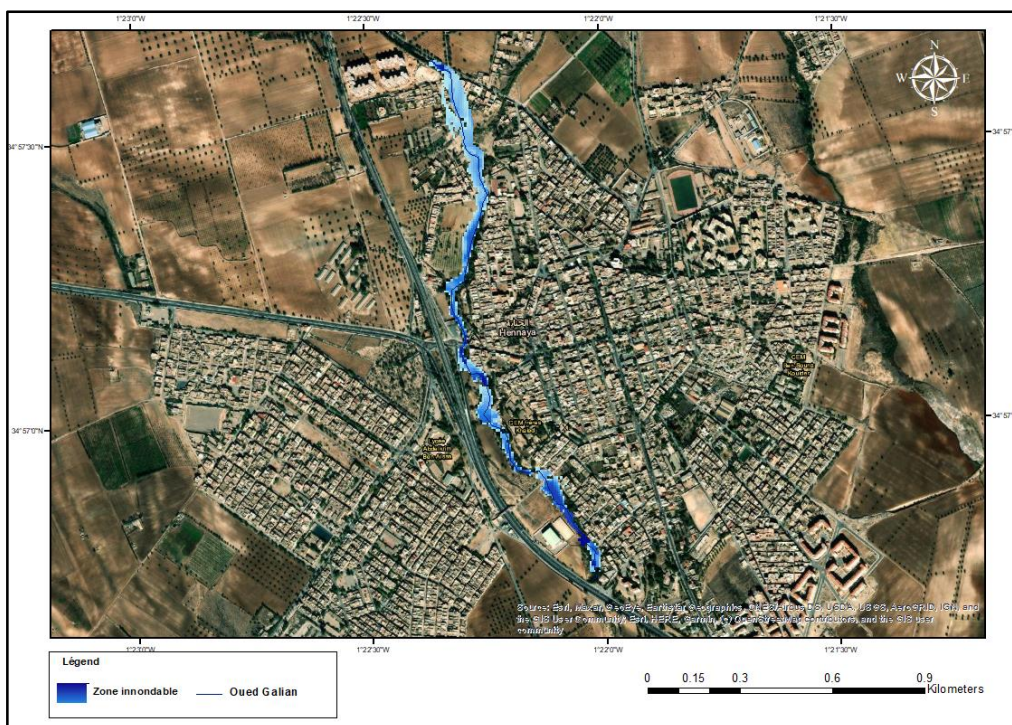


Figure III-13. Carte des zones inondables Pour T=100ans

Cette carte peut être dynamique, intégrant d'autres débits de crues. Ci-dessus carte des zones inondables pour des périodes de retour de 500 ans et 1000 ans.

-Pour une période de retour de **500 ans**

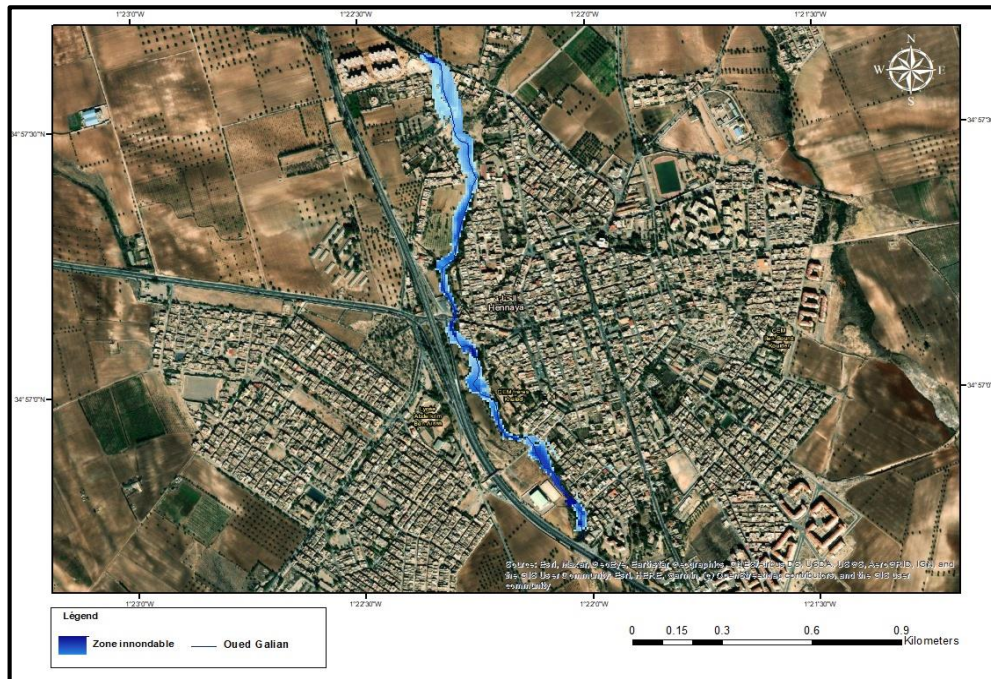


Figure III-14. Carte des zones inondables Pour T=500ans

-Pour une période de retour de **1000 ans**

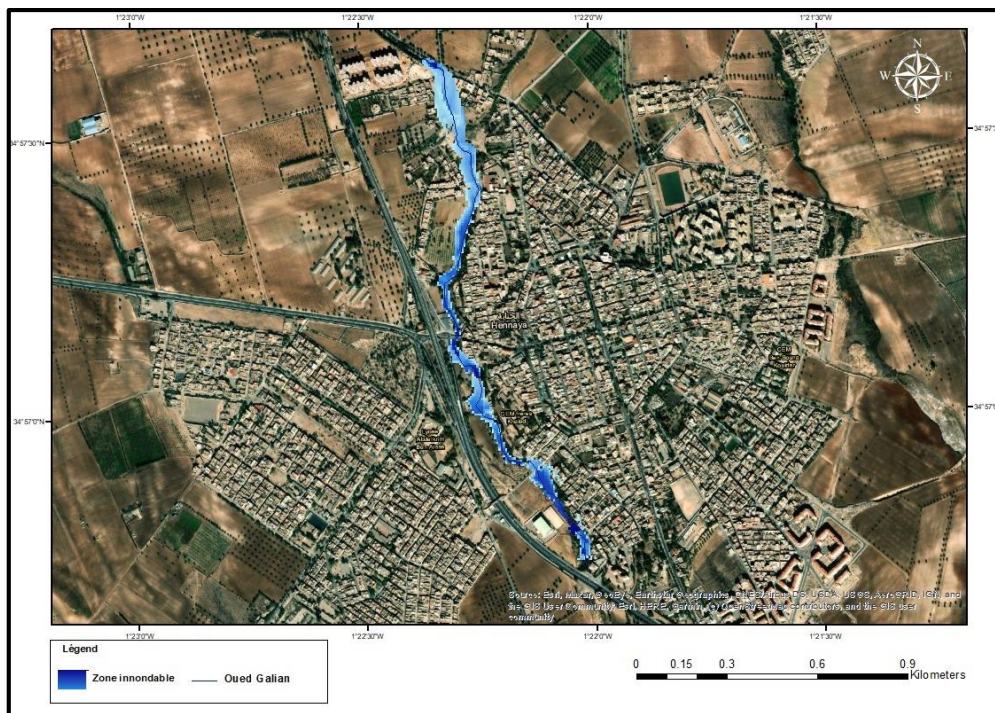


Figure III-15. Carte des zones inondables Pour T=1000ans

On a décrit l'état actuel d'Galian sur une longueur de 1930 m et sa capacité d'évacuation d'une crue centennale. Les résultats de la simulation conduit à dire que la capacité du cours d'eau est insuffisante pour permettre le passage de la crue pareil, ce qui est justifié par les débordements observés le long de l'oued. Devant les conclusions tirées à partir de cette partie, un aménagement du cours d'eau est nécessaire pour la protection des inondations et des dégâts qu'elle peut causer.

III.5 Etude des variantes d'aménagement

III.5.1. Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de Hennaya contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tendues conditions naturelles.

III.5.2. Ecoulement Dans Les Canaux A Ciel Ouvert

5.2.1 Généralités

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule dans une section ouverte et dont la surface libre est soumise à une pression atmosphérique (Chow, 1959) On distingue deux catégories de canaux :

- **Canaux naturels** : c'est les canaux qu'on trouve dans la nature que ce soit sur ou sous terre avec des formes irrégulières comme les fleuves, rivières...etc.

- **Canaux Artificiels** : ce sont les canaux réalisés où fabriqués par l'homme.

5.2.2 Types d'écoulement

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

- **Variabilité dans le temps**

L'écoulement est permanent (ou stationnaire) si la vitesse « V » et la profondeur « h » et d'autres caractéristiques de l'écoulement restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Dans le cas contraire l'écoulement est non permanent (non-stationnaire). (Chow, 1959) La figure suivante représente un schéma des écoulements permanant et non permanents :

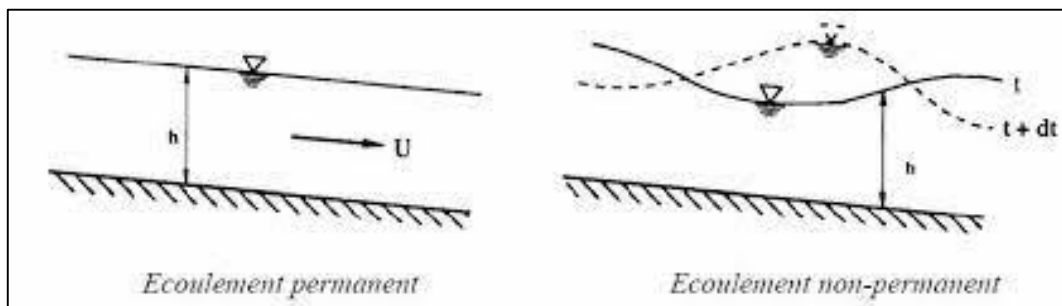


Figure III-16.Schéma des écoulements permanents et non permanents.

- **Variabilité dans l'espace**

L'écoulement est dit uniforme si les propriétés de l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. Ce qui convient à dire que la ligne de la pente du canal est parallèle à la surface libre de l'eau. Alors l'écoulement est non-uniforme ou « varié » si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre et la pente de la surface libre diffère de celle du fond. Un écoulement non-uniforme peut être graduellement varié accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement, ou bien peut être rapidement varié ou les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement. (Chow, 1959) La figure suivante représente un schéma des écoulements uniforme et non-uniforme :

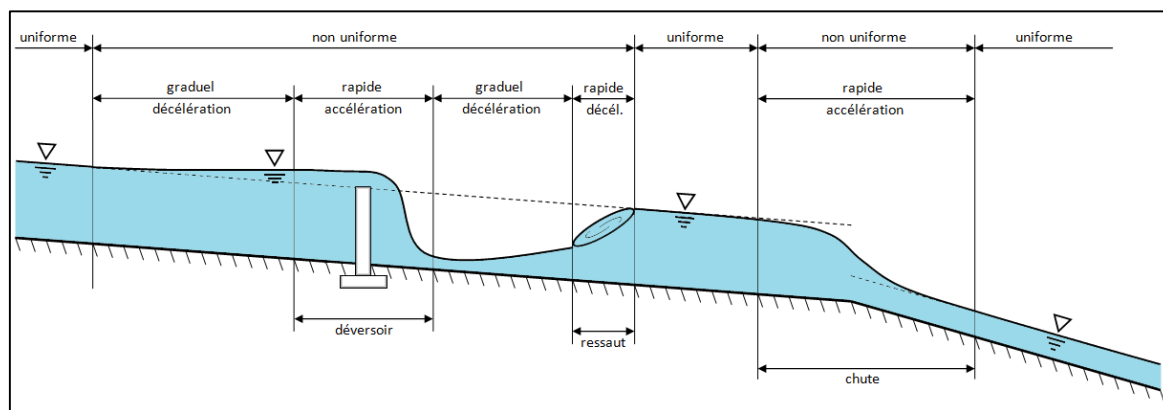


Figure III-17.Schéma des écoulements permanents, uniformes et variés dans un canal à surface libre

5.2.3 Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement (viscosité et rugosité). Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels qui définissent les différents régimes d'écoulement

- **Le Nombre de Reynolds**

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- Ecoulement laminaire $Re < 500$.
- Ecoulement turbulent $Re > 500$ à 600

- **Le Nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties. Et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- Ecoulement fluvial $Fr < 1$
- Ecoulement torrentiel $Fr > 1$
- Ecoulement critique $Fr = 1$

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régimes d'écoulement :

- | | |
|-----------------------------------|--------------------------------|
| ➤ Ecoulement fluvial laminaire | $Fr < 1$ et $Re < 500$ |
| ➤ Ecoulement fluvial turbulent | $Fr < 1$ et $Re > 500$ à 600 |
| ➤ Ecoulement torrentiel laminaire | $Fr > 1$ et $Re < 500$ |
| ➤ Ecoulement torrentiel turbulent | $Fr > 1$ et $Re > 500$ à 600 |

5.2.4. Dimensionnement des Canaux :

Pour un écoulement à surface libre lentement varié on peut admettre que le régime est uniforme sachant que pour un écoulement turbulent les formules les plus usuelles sont : (Chow, 1959)

- **La formule de Chézy :**

Est de la forme

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad \text{III. 1}$$

En remplaçant la formule précédente dans la loi de continuité citée ci-après :

$$Q = V.S \quad \text{III.2}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$) ;

S : section mouille (m^2) ;

R_h : rayon hydraulique, $R_h = S/P$ (m) ;

I : pente de fond du canal (mm/mm).

- **La formule de MANNING-STRICKLER**

C'est la formule la plus utilisé, appelée en bref la formule de Manning-Strickler

$$Q = K.S.R_h^{\frac{2}{3}}.I^{\frac{1}{2}} \quad \text{III.3}$$

Avec :

$K = 1/n$: coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal

n : Coefficient de rugosité de Manning.

Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de MANNING-STRICKLE

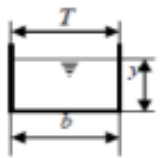
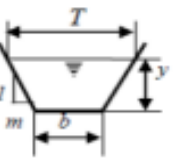
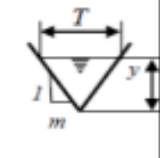
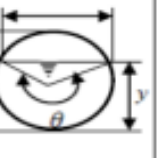
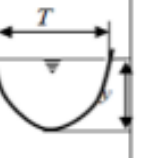
Forme du canal					
Paramètres géométriques	Rectangle	Trapeze	Triangle	Cercle	Parabole
Section mouillée A	by	$(b+my)y$	my^2	$\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)D^2$	$\frac{2}{3}Ty$
Périmètre mouillée P	$b + 2y$	$b + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2}\theta D$	$T + \frac{8y^2}{3T}$
Rayon Hydraulique R_h	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{(b + my)y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{D}{4}\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$
Largeur au miroir T	b	$b + 2my$	$2my$	$\frac{D(\sin(\theta/2))}{2\sqrt{y(D - y)}}$ ou	$\frac{3A}{2y}$
Profondeur hydraulique y_h	y	$\frac{(b + my)y}{b + 2my}$	$\frac{y}{2}$	$\frac{D}{8}\left(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin(\theta/2)}\right)$	$\frac{2}{3}y$

Figure III-18.Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses

III.6 Les techniques d'aménagements :

Les aménagements de protection contre les inondations sont des ouvrages qui permettent d'annuler les débordements à proximité des enjeux (humains, économiques, etc...). Pour toute protection contre les problèmes d'inondation lors des passages des crues, deux solutions de protections sont envisagées, protection dites directes et indirectes, selon le type de problème à traiter :

III.6.1. La protection indirecte

La protection indirecte, consiste à intervenir plus loin du site menacé en aménageant un ouvrage de dérivation des oueds responsables des inondations, vers d'autres bassins, situés à l'extérieur de la zone à protéger.

III.6.2. La protection directe

La protection directe consiste à intervenir directement sur les sites menacés, en y aménageant des ouvrages de protections appropriés, qui peuvent atténuer d'une manière significative les effets néfastes des crues, il existe plusieurs techniques d'aménagement on peut citer :

6.2.1 . Recalibrage du cours d'eau

Il s'agit de modifier la géométrie du lit du cours d'eau (abaissement de la ligne de fond, augmentation de la section en travers) dans l'objectif prioritaire d'augmenter la capacité hydraulique du tronçon.

- **Endiguement du cours d'eau**

L'endiguement est l'augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux, et pour préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation, Les digues vont permettre au cours d'eau d'accepter un débit supérieur à celui de plein bord sans qu'il y ait débordement.

- **Reboisement et techniques végétales**

Le processus de reboisement est basé sur la nature du sol et la qualité de la plante efficace et le type de climat, elle consiste à protéger les berges par l'action stabilisatrice du couvert végétal, en réduisant l'érosion et donc en diminuant la quantité de sédiments entraînés dans l'eau, ce qui aura pour effet d'améliorer la qualité de l'eau.

- **Lit artificiel « Canal bétonne – Enrochement – Gabionnage - Matelas Reno »**

C'est la protection des berges et le lit de l'oued quel que soit en béton armé ou en blocks des roches ou Gabion, ces méthodes sont les plus couteuses et très fréquent dans les zones urbaines Selon l'adaptabilité aux conditions du terrain aussi bien topographique que géologique.

III.6.3. Observations préliminaires

- La longueur du cours d'eau est estimée à 1930 m
- Une pente moyenne de 0.2 (2.01%).
- La distance entre les berges du cours d'eau varie entre 8 m et 75 m.
- Présence d'un pont en pierres au pk 1.060
- Présence des terres agricoles et naturelles a gauche et Habitations plus dance a droit
- L'ouvrage ne sera considéré réussi que s'il permet une protection immédiate et ne participe pas dans la déstabilisation du système fluvial.

III.7 Proposition des variantes d'aménagements

Selon les résultats de simulation d'oued Galian a son état naturel et les résultats observés. Nous allons proposer trois variante dans le but de protégé la ville de Hennaya contre les inondations mais aussi Il faut surtout que la solution soient réalisables du point de vue technico - économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS du cours d'eau, et une description des variantes d'aménagement proposés pour pouvoir choisir la variante la plus adaptés d'un point de vue technico-économique.

III.7.1. Variante No 01 : Canal en Dur « Bétonnage »

La première variante proposée consiste à la projection d'un canal Rectangulaire en béton armé. L'aménagement des canaux en béton armés est caractérisé par

➤ Les Avantages

- Une durée de vie importante.
- Une facilité de nettoyage et de curage
- Les matériaux de construction sont disponibles.
- Les formes sont adaptées à la ville et l'urbanisation.

➤ Les Inconvénients

- Un cout de génie civil élevé.
- Mauvaise adaptabilité a la partie où la vitesse d'écoulement et la pente des berges sont rapides
- Une faible rugosité de surface
- La fissuration du revêtement due au tassement des remblais
- Mauvaise à la diversité écologique et l'autoépuration du cours d'eau
- Limite l'interaction et l'échange entre la nappe et le cours d'eau.

III.7.2 Choix des paramètres de dimensionnement

Les dimensions de ce canal sont calculées à l'aide de la formule de Manning Strickler

7.2.1 La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. On constate que les pentes dans ce tronçon est fort d'où on va fixer une pente moyenne de l'ordre de (0.2%).

7.2.2 Le coefficient de rugosité

La valeur du coefficient de Strickler lorsqu'il s'agit d'un canal en béton et de ($K_s=75 \text{ m}^{1/3/s}$). Est donc on prend ($n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$)

7.2.3 Dimensionnement

Après avoir choisir les paramètres de dimensionnements le dimensionnement du canal rectangulaire ce fera avec logiciel Flow Master

7.2.4 Logiciel FlowMaster

FlowMaster nous permet d'effectuer des calculs hydrauliques pour des dizaines de types d'éléments, allant des conduites aux canalisations à écoulement libre, en passant par les bouches d'égout et les déversoirs résolution de toute propriété inconnue et Conception pour toute caractéristique souhaité.

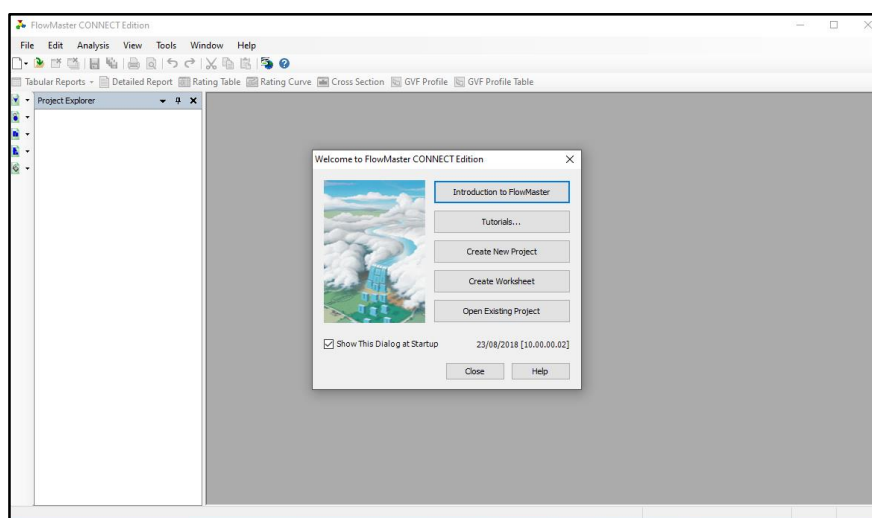


Figure III-19.Interface de logiciel FlowMaster

Les dimensions du canal rectangulaire sont :

Largeur du fond : $b = 3\text{m}$

Hauteur d'eau : $h = 2.6\text{ m}$;

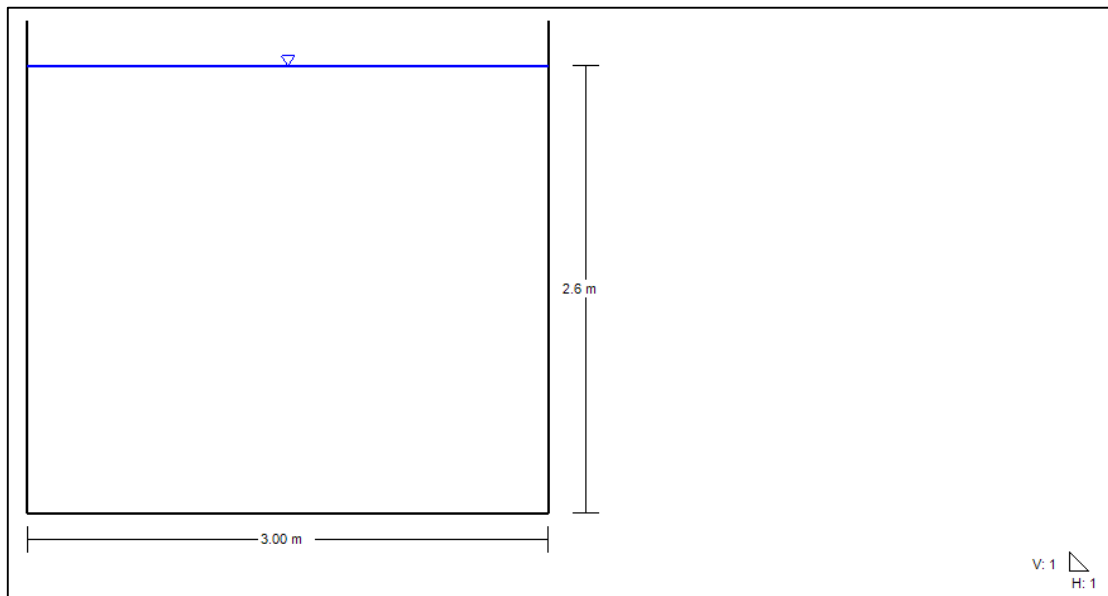


Figure III-20.section en travers du canal rectangulaire

7.2.5 La revanche

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement. C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent., etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30m pour les petits canaux, et 60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (16). Pour le dimensionnement du canal, la marge de sécurité prise est de 1m.

Les paramètres d'écoulement Le calcul des paramètres d'écoulement sera effectué à l'aide du logiciel HEC-RAS.

III.7.3. Les paramètres d'écoulement

Le calcul des paramètres d'écoulement sera effectué à l'aide du logiciel HEC-RAS et les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant :

Tronçon 01

Tableau III-3 .Les paramètres d'écoulement du tronçon 01

Station	Débit	Cote Fond oued	N.L eau	N.L énergie	Vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
1930	77.1	422	424.59	429.44	9.74	1.91
1879.94*	77.1	421.08	423.67	428.58	9.81	1.94
1829.88*	77.1	420.16	422.74	427.71	9.87	1.95
1779.83*	77.1	419.24	421.82	426.84	9.91	1.97
1729.77*	77.1	418.32	420.9	425.95	9.94	1.97
1679.71*	77.1	417.4	419.98	425.05	9.95	1.98
1629.65*	77.1	416.48	419.06	424.14	9.96	1.99
1579.59*	77.1	415.56	418.13	423.23	9.96	1.99
1529.54*	77.1	414.64	417.21	422.32	9.97	2
1479.48*	77.1	413.72	416.29	421.41	9.97	2
1429.42*	77.1	412.81	415.37	420.49	9.97	2
1379.36*	77.1	411.89	414.45	419.58	9.97	2
1329.30*	77.1	410.96	413.53	418.66	9.97	2
1279.25*	77.1	410.05	412.61	417.74	9.97	2
1229.19*	77.1	409.13	411.68	416.83	9.97	2
1179.13*	77.1	408.21	410.77	415.91	10	2.01
1130.07*	77.1	407.29	409.84	414.99	10	2.01
1079.01*	77.1	406.37	408.93	414.07	10	2.01
1059	77.1	406	408.56	413.7	10	2.01

Section transversal du tronçon 01

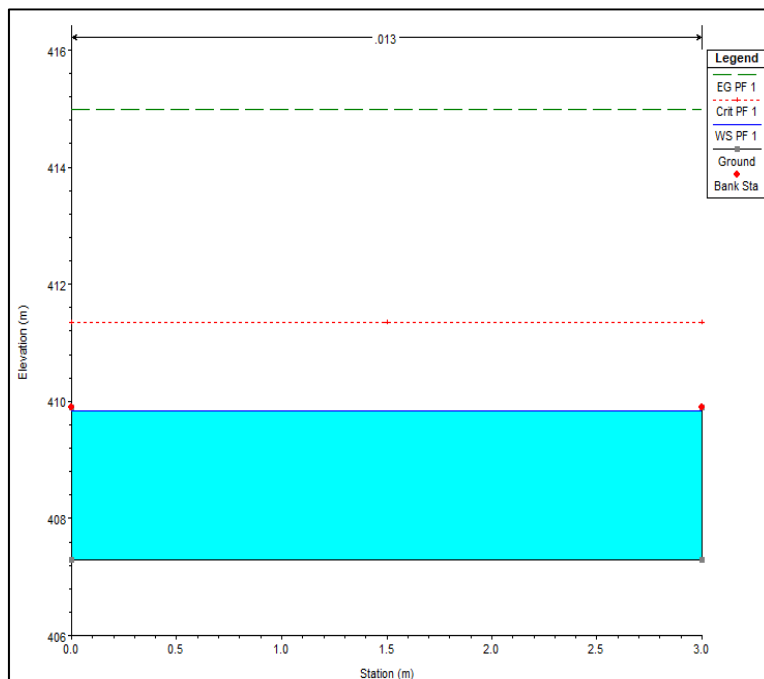


Figure III-21.Section transversal « 1130 ».

7.3.1 Interprétation des résultats

La hauteur d'eau dans le cas du débit de projet ne dépasse pas la hauteur du canal donc ya pas de débordement. La capacité de ce tronçon permet le passage de la crue centennale facilement, le type d'écoulement est torrentielle donc Il n'y a pas de dépôts, les vitesses d'écoulement varient entre 9.74 et 10 m/s ce qui est inferieur a la vitesse admissible du béton. Le nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique.

Tronçon 02

Tableau III-4. Les paramètres d'écoulement du tronçon 02.

Station	Débit	Cote Fond oued	N.L eau	N.L énergie	Vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
1059	77.1	406	408.58	413.56	9.85	1.95
1009.05*	77.1	404.96	407.53	412.65	10.02	2
959.09*	77.1	403.92	406.46	411.7	10.14	2.04
909.14*	77.1	402.89	405.4	410.74	10.24	2.06
859.19*	77.1	401.85	404.34	409.76	10.31	2.09
809.24*	77.1	400.81	403.29	408.77	10.37	2.1
759.28*	77.1	399.77	402.24	407.77	10.41	2.12
709.33*	77.1	398.74	401.2	406.76	10.44	2.13
659.38*	77.1	397.7	400.15	405.74	10.47	2.13
609.42*	77.1	396.66	399.11	404.72	10.48	2.14
559.47*	77.1	395.62	398.07	403.69	10.5	2.14
509.52*	77.1	394.58	397.03	402.66	10.51	2.15
459.57*	77.1	393.55	395.99	401.63	10.52	2.15
409.61*	77.1	392.51	394.95	400.6	10.53	2.15
359.66*	77.1	391.47	393.91	399.56	10.53	2.15
309.71*	77.1	390.43	392.87	398.53	10.53	2.15
259.75*	77.1	389.4	391.84	397.49	10.53	2.15
209.80*	77.1	388.36	390.8	396.46	10.53	2.15
159.85*	77.1	387.32	389.76	395.42	10.54	2.15
110.00*	77.1	386.28	388.72	394.39	10.54	2.16
59.94*	77.1	385.25	387.68	393.35	10.54	2.16
9.99*	77.1	384.21	386.65	392.31	10.54	2.16
0	77.1	384	386.44	392.1	10.54	2.16

Section transversal du tronçon 02

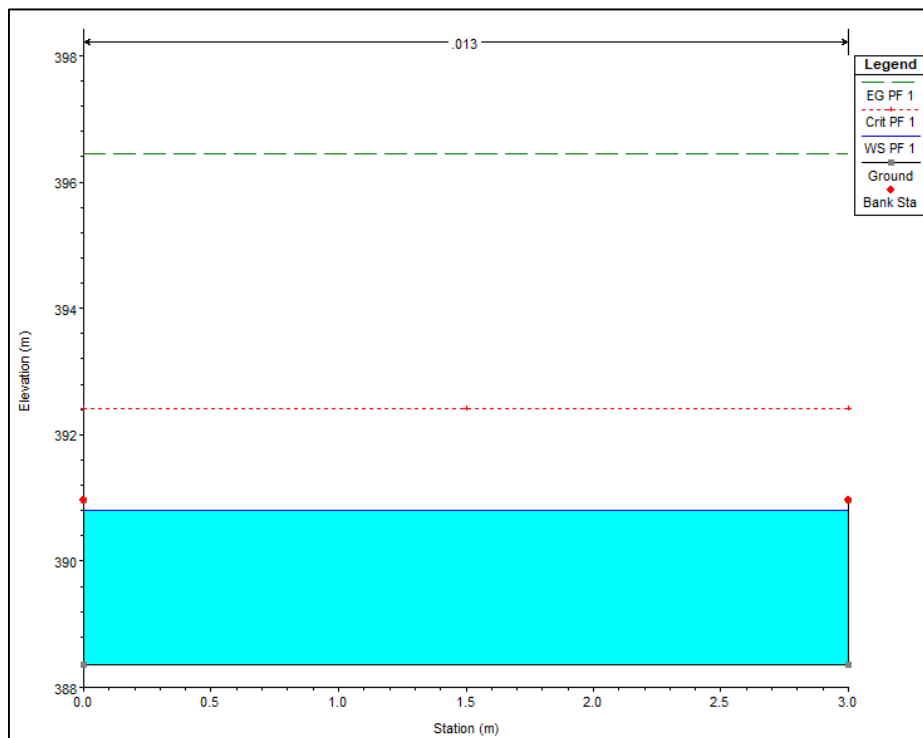


Figure III-22. Section transversal « 210 ».

7.3.2 Interprétation des résultats

La hauteur d'eau dans le cas du débit de projet ne dépasse pas la hauteur du canal donc ya pas de débordement. La capacité de ce tronçon permet le passage de la crue centennale facilement, le type d'écoulement est torrentielle donc Il n'y a pas de dépôts, les vitesses d'écoulement varient entre 10 et 10.54 m/s ce qui est inférieur à la vitesse admissible du béton (12 m/s). Le nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique.

III.7.4 Estimation du coût de la première variante

7.4.1 Volume de remblai et déblai

L'estimation des volumes déblai et remblai peut se faire directement sous HEC-RAS, ceci en projetant la section du canal aménagé dans le cours d'eau naturel, alors la section se superpose sur la section naturelle du cours d'eau.

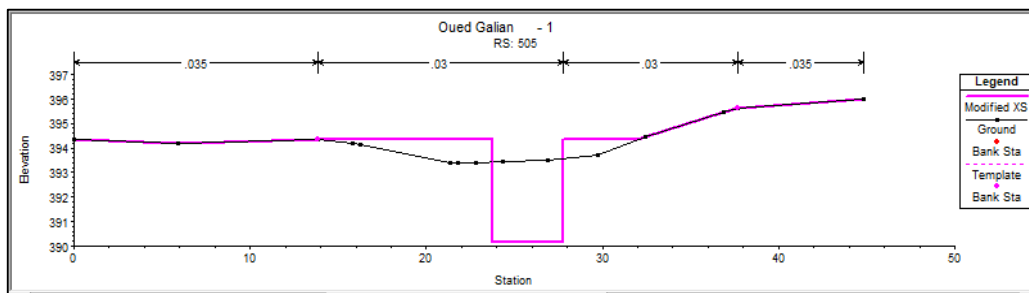


Figure III-23. Illustration de calculs des volumes déblai et remblai avec HEC-RAS

7.4.2 Ferrailage de béton

Notre étude se fera en considérant deux sections de béton, soit une section horizontale (le radier) et une section verticale (les voiles latéraux). Pour toutes les parties, nous considérerons une section de béton de 1 ml suivant la longueur de l'ouvrage. Données et résumé des calculs dans l'annexe.

-Pré dimensionnement : $e = h/12$

Avec :

e : épaisseur du voile et h : hauteur du remblai.

On obtient une épaisseur de 20cm de béton. Pour le radier, nous décidons de garder les mêmes sections soit 20 cm d'épaisseur

Les charges à considérer pour les différents types d'ouvrages sont de deux (02) sortes, soit des charges permanentes et des charges d'exploitations.

*Au niveau du radier

Le radier étant dimensionné comme une dalle renversée, la charge à considérer est la contrainte du sol qui est égale à la somme des charges permanentes, soit le poids de la structure.

- Poids propre du radier : $Pr = e * L * \gamma_b$

$$Pr = 0.2 * 1 * 25 \Rightarrow Pr = 5 \text{ KN/ml}$$

- Poids des voiles : $Pv = (2e * h * 1 * \gamma_b) / L$

$$Pv = (2 * 0.2 * 2.6 * 1 * 25) / 3 = 8.729 \text{ KN/ml}$$

*Revetment: $Prev = (2e_r * h * 1 * 1, 2) / L$

$$Prev = (2 * 0.03 * 2.6 * 1 * 1.2) / 3 \Rightarrow Prev = 0.0624 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS $G_{ser} = G_1 = 13.729 \text{ kN/ml}$

À l'ELU $G_u = 1,35 G_1 = 18.534 \text{ kN/ml}$

***Au niveau du voile**

- P : Poids propre du voile = $e \cdot h \cdot \gamma_b$

$$P = 2.6 \cdot 25 \cdot 0.2 \Rightarrow P = 13 \text{ kN/m}$$

- La poussée latérale $P_l = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot h r^2 \cdot \gamma_r$

$$K_a = 0.333$$

$$\gamma_r = 19 \text{ kN/m}^3$$

Avec

$hr = 2.6 \text{ m}$ hauteur de remblai

$$P_l = \frac{1}{2} \cdot 0.333 \cdot 19 \cdot (2.6)^2 \Rightarrow P_l = 21.385 \text{ kN/ml}$$

Les charges sur les deux voiles étant les mêmes on aura donc : $P_g = P_d$

7.4.3 Calcul des efforts et sollicitations

La structure étant simple, nous procéderons par la méthode RDM en vue de déterminer les sollicitations. Les détails de ses calculs sont disponibles en annexe.

•Radier

À l'ELS

$$N_{ser} = P_r + P_v + P_{prev}$$

$$M_{ser} = \frac{1}{12} \cdot P \cdot l^2$$

-Données

$$M_{ser} = 10.29 \text{ kN.m/ml} ; b = 1 \text{ m} ; h = 0,2 \text{ m} ; d = 0,18 \text{ m} ; d' = 0,02 \text{ m}$$

Section d'armature en traction $A_{st} = 8,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

-Condition de non-fragilité

$$A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \text{Max} (A_{min} ; A_{st})$$

$$A_s = A_{st} = 8,63 \text{ cm}^2$$

-Vérification à l'ELS

$$Y_{ser} = 5,81 \text{ cm}$$

$$I_{ser} = 57132,84667 \text{ cm}^4$$

Le calcul à l'ELS nous permet d'avoir une section d'armature tendue $A_{st} = 8,63 \text{ cm}^2$ Et nous n'avons pas d'acier comprimé. Toute fois l'épaisseur du béton étant considérable, soit 20 cm, les dispositions constructives nous imposent une deuxième nappe d'acier.

Choix des barres, 6HA14 espacés de 20cm

$$A_{relle} = 9,24 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition $\Theta_t = \Theta_l / 3$ Soit des HA8 espacés de 20cm

***Voile**

À l'ELS

$$N_{ser} = P$$

$$M_{ser} = 1/3 * pl * H$$

Au niveau du voile Les sollicitations maximales à considérer : $N_{ser} = 12,5 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = 16,50 \text{ kN.m/ml}$$

- Calcul de l'excentricité et en déduire la condition de flexion

$$e = 1,318 \text{ m}$$

$$4h_0 = 0,8$$

On a $e > 4h_0$ nous sommes donc en flexion simple

$$M_{serb} = 96,32 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{serb} \geq M_{ser}$$

il n'y a donc pas nécessité d'utiliser des aciers comprimés.

$$Z_{ser} = 0,152$$

$$A_{st} = 3,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(3,66; 1,74)$$

$$A_s = 3,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des barres, 6HA10 espacé de 20cm

$$A_{relle} = 4,71 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition (aciers horizontaux) du voile (côté remblayé) On adopte une disposition forfaitaire d'armatures de répartition :

Armatures de répartition :

$$A_h \geq 0,1e$$

Avec e : épaisseur du béton

$$A_h = 0,1 * 20 A_h = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit des HA8 espacés de 20 cm ($\text{esp} \leq \min(25\text{cm}; 2*e)$ avec $e=20\text{cm}$)

D'où on choisit un espacement $\text{esp}=20\text{cm}$)

7.4.4 Le volume du béton

Dans cette variante le béton fait partie dominante du canal rectangulaire, une épaisseur de $e_1 = 20 \text{ cm}$ pour la radier et les côtés du canal ainsi qu'une épaisseur $e_2 = 2 \text{ cm}$ pour le béton de propreté. Le calcul du volume de béton de propreté et le calcul du volume de béton dosé à 350kg par m^3 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-5.Devis estimative de la variante en béton

Travaux		Prix unitaire	Quantité (m^3)	Montant
Terrassement	Remblai	200.00 DZD	1881 490.70	376298140 DZD
	Déblai	250.00 DZD	564 288.02	166 072 005 DZD
Construction	Béton de propreté	6 000.00 DZD	115.8	694800 DZD
	Béton armé	32 000.00 DZD	3165.2	10128640 DZD
Montant Total				553 193 585DZD

III.7.5 Variante No 02 : Canal en gabion

La deuxième variante correspond à la projection d'un canal gabion les gabions sont des structures parallélépipédiques formées de cages grillagées en fil de fer et emplies de Cailloux ou de galets, Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont (2.0 × 1.0 × 0.5) m et (2.0 × 1.0 × 1.0) m. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges. Et le diamètre des roches varie entre de 10 à 40 cm, ces derniers conviennent plus à la protection des berges des cours d'eau et l'édification des murs de soutènement pour protéger contre l'érosion les flancs de coteaux.

Dans notre cas nous allons utiliser les gabions de 120-250 mm de diamètre ($d_{50}=190\text{mm}$), le coefficient de rugosité n , est de l'ordre de $0.03 \text{ (s/m}^{1/3}\text{)}$.

Tableau III-6. Granulométrie remplissage (Gabion ou Reno) en fonction de la vitesse (17)

Type	Épaisseur	Pierres de remplissage		Vitesse limite (m/s)	Vitesse admissible (m/s)
		Calibrage (mm)	D_{50} (mm)		
Matelas Reno	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	110	4.5	6.1
	0.3	70-120	110	4.2	5.5
		100-150	125	5	6.5
Gabion	0.5	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.5	8

L'aménagement des canaux en Gabion est caractérisé par :

➤ **Les Avantages :**

- Courte durée d'exécution grâce à la simplicité des travaux et la réalisation indépendante
- Les gabions coutent peu surtout si les pierres sont disponibles.
- Ils permettent de réduire la vitesse des courants grâce à leurs perméabilités.
- meilleure intégration à l'environnement et l'écologie
- Excellente adaptabilité à la partie ou la vitesse est rapide et grande pentes
- Ils sont flexibles et permettent donc à l'ouvrage de se contracter et de se détendre

➤ **Les inconvénients :**

- Le Curage de l'ouvrage est difficile
- Il demande une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution.
- Les extrémités de l'ouvrage sont des points sensibles, en cas l'eau arrive à passer d'arrière les blocs, ce qui menacé la stabilité de l'ouvrage et favorise l'érosion.

7.5.1 . Dimensionnement

Les dimensions du canal en gabion ont été déterminées en supposant une largeur de fond du canal pour calculer ensuite le nombre d'étage de gabions nécessaires pour véhiculer un débit supérieur ou égale au débit du projet $Q_p = 77.1 \text{ m}^3/\text{s}$ Pour une largeur de fond de canal $B = 5\text{m}$, Hauteur $H=3 \text{ m}$ et rugosité de $n = 0.03$

Section en m^2 :

$$S_m = \frac{K(k-1)}{2} + k * B \quad \text{III.4}$$

Périmètre en m :

$$P_m = B * (3k - 1) \quad \text{III.5}$$

Rayon hydraulique :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \text{III.6}$$

B étant largeur du fond du canal et $_k$: le nombre de caisses de gabion

- **Pour une dimension de (2.0 × 1.0 × 0.5) m**

Tableau III-7.Débit et nombre d'étages K

K étages	Q (m ³ /s)	section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m ²)	Rayon hydraulique
2	48.337	9	10	0.9
3	80.44	12	13	0.923
4	112.12	14	16	0.875

- **Pour une dimension de (2.0 × 1.0 × 1.0) m**

Tableau III-8. Débit et nombre d'étages K

K étages	Q (m ³ /s)	section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m ²)	Rayon hydraulique
2	52.73	9	10	0.9
3	93.85	12	13	0.923
4	138	14	16	0.875

Le nombre de K le plus adéquat est de K = 3 donc H = 3 m, car le débit à évacuer par ce canal est de $Q_{ev} = 80.44 \text{ m}^3/\text{s}$ qui supérieur au débit de projet 77.1 m³/s.

- **Détaille de la cage gabion**

Composé de 3 cages de maille (2.0 × 1.0 × 0.5) m à triple torsion, hexagonale, de 50x70 mm, en fil de fer galvanisé de 2,00 mm de diamètre, remplie de pierre granitique importée de granulométrie de diamètre médian entre 150 et 190 placée avec une pelleteuse sur roues. Comprend les éléments d'étalement nécessaires à son alignement et son aplomb, le câble en acier pour la fixation de la cage et les tubes en PVC pour drainage.

7.5.2 . Simulation et vérification des conditions d'écoulement par HEC-RAS

-Tronçon 01

En se basant sur les résultats obtenus, l'introduction de la géométrie de ce canal dans HEC-Ras permet de vérifier les conditions d'écoulement ainsi que le débordement. Comme montré dans la figure suivante :

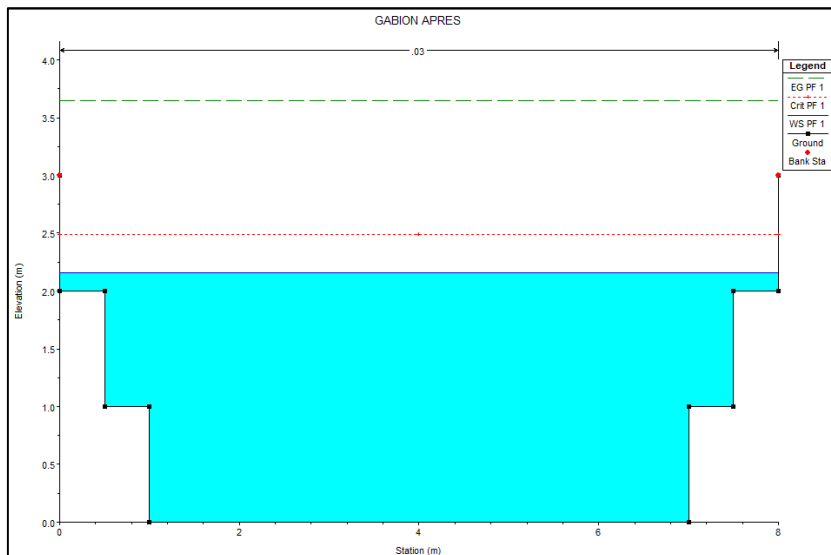


Figure III-24.Section transversal «1060 ». du tronçon 01.

On remarque dans la figure III-24 que le niveau d'eau ne dépasse pas la hauteur du canal en gabion, et La figure III-25 montre l'état d'écoulement le long de l'aménagement en gabion, illustrant l'ensemble des profils en travers ainsi que le non débordement des eaux. Pour un débit de $77.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

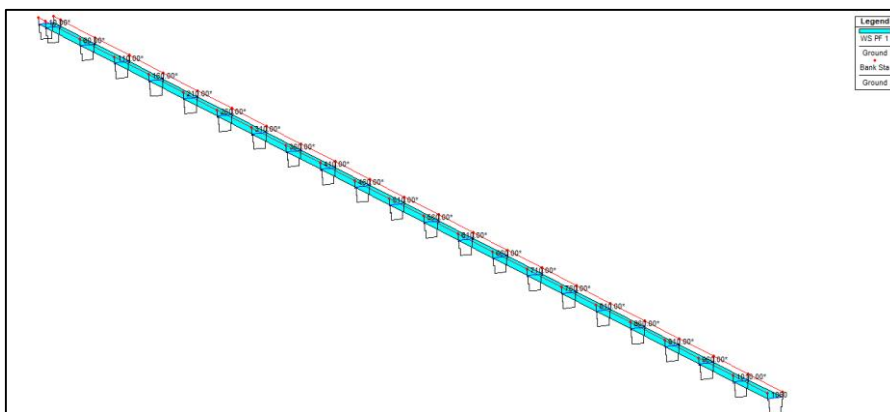


Figure III-25.Vue des sections en perspective XYZ

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le table suivent

Tableau III-9.Résultats de la simulation du tronçon 01

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Vitesse	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
870	15.5	17.77	17.99	19.09	5.08	1.18
821.67*	14.64	16.93	17.13	18.22	5.04	1.16
773.33*	13.78	16.06	16.27	17.36	5.06	1.17
725.00*	12.92	15.2	15.41	16.5	5.06	1.17
676.67*	12.06	14.33	14.54	15.64	5.06	1.17
628.33*	11.19	13.47	13.68	14.78	5.06	1.17
580.00*	10.33	12.61	12.82	13.92	5.06	1.17
531.67*	9.47	11.75	11.96	13.06	5.06	1.17
483.33*	8.61	10.89	11.1	12.2	5.06	1.17
435.00*	7.75	10.03	10.24	11.34	5.06	1.17
386.67*	6.89	9.17	9.38	10.47	5.06	1.17
338.33*	6.03	8.31	8.52	9.61	5.06	1.17
290.00*	5.17	7.45	7.65	8.75	5.06	1.17
241.67*	4.31	6.58	6.79	7.89	5.06	1.17
193.33*	3.44	5.72	5.93	7.03	5.06	1.17
145.00*	2.58	4.86	5.07	6.17	5.06	1.17
96.67*	1.72	4	4.21	5.31	5.06	1.17
48.33*	0.86	3.14	3.35	4.45	5.06	1.17
0	0	2.28	2.49	3.59	5.06	1.17

7.5.3 . Interprétation des résultats

-la hauteur d'eau ne dépasse pas la hauteur de canal (3 m) ce qui signifie l'absence de débordement

-La vitesse le long du canal est de 5.06 m/s qui restent inférieur à la vitesse admissible (8m/s).

-Le nombre de Froude égal 1.17 indiquant un régime Torrentiel le long du canalet très peu de dépôts solide.

-Tronçon 02

Les résultats obtenus, l'introduction de la géométrie de ce canal dans HEC-Ras permet de vérifier les conditions d'écoulement ainsi que le non débordement.

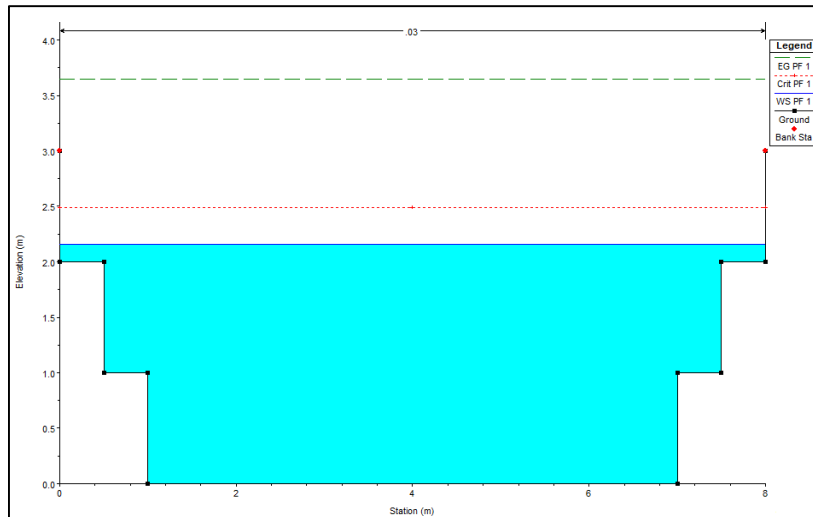


Figure III-26 .Section transversal « 0 ». du tronçon 02.

La figure suivante illustrant les différentes hauteurs caractéristiques

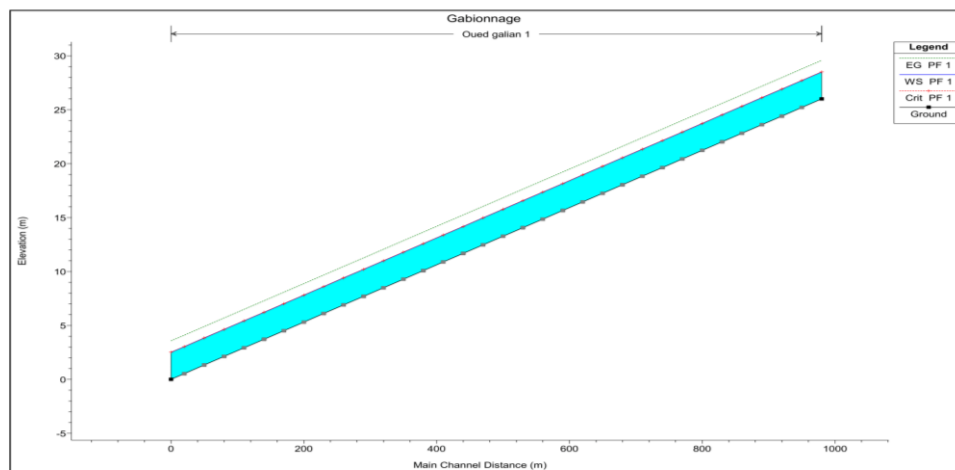


Figure III-27 .Profil de la surface d'eau et du radier du canal Tronçon 02

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le table suivant

Tableau III-10 .Résultats de la simulation avec du tronçon 02

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Vitesse	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
1060	38.5	40.77	40.99	42.09	5.08	1.18
1011.82*	36.75	38.55	39.24	40.81	6.66	1.65
963.64*	35	36.78	37.49	39.08	6.71	1.67
915.45*	33.25	35.03	35.74	37.33	6.71	1.67
867.27*	31.5	33.28	33.99	35.58	6.72	1.67
819.09*	29.75	31.53	32.24	33.83	6.72	1.67
770.91*	28	29.78	30.49	32.08	6.72	1.67
722.73*	26.25	28.03	28.74	30.33	6.72	1.67
674.55*	24.5	26.28	26.99	28.58	6.72	1.67
626.36*	22.75	24.53	25.24	26.83	6.72	1.67
530.00*	19.25	21.03	21.74	23.33	6.72	1.67
481.82*	17.5	19.28	19.99	21.58	6.72	1.67
433.64*	15.75	17.53	18.24	19.83	6.72	1.67
385.45*	14	15.78	16.49	18.08	6.72	1.67
337.27*	12.25	14.03	14.74	16.33	6.72	1.67
289.09*	10.5	12.28	12.99	14.58	6.72	1.67
192.73*	7	8.78	9.49	11.08	6.72	1.67
144.55*	5.25	7.03	7.74	9.33	6.72	1.67
96.36*	3.5	5.28	5.99	7.58	6.72	1.67
48.18*	1.75	3.53	4.24	5.83	6.72	1.67
0	0	1.78	2.49	4.08	6.72	1.67

7.5.4 Interprétation des résultats

-la hauteur d'eau ne dépasse pas la hauteur de canal (3 m) ce qui signifie l'absence de débordement

-La vitesse le long du canal est de 6.7 m/s qui restent inférieur à la vitesse admissible du gabion (**8m/s**).

-Le nombre de Froude égal 1.67 indiquant un régime Torrentiel le long du canal et pas de dépôts solide.

III.7.6. Estimation du coût de la variante

L'estimation des volumes de terrassements (déblai et remblai) se fait de la même manière à l'aide de logiciel HEC Ras c'est à dire superposer la section en travers du canal en gabion sur la section du cours d'eau naturel.

7.6.1 Volume du gabion

Dans notre cas nous avons utilisé un gabion de dimension (2m * 1m * 1m) le long de 1930m du cours d'eau avec trois (03) étages Alors le résultat de calcul est : Volume Gabion = 23160 m³.

L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant

Tableau III-11.Devis estimative de la variante canal en gabion

Travaux	Prix unitaire	Quantité (m ³)	Montant
Remblai	200.00 DZD	1989097.49	397819498 DZD
Déblai	250.00 DZD	882290	220572 500 DZD
Gabion	4 500.00 DZD	23160	104220 000 DZD
Montant total			722611 998 DZD

III.7.7 Variante No 03 : Canal mixte (béton et Matelas Reno)

Les gabions sont des cages grillagées parallépipède remplies de cailloux ou de galets, ces derniers conviennent plus aux soutènements verticaux ou des seuils qu'au revêtement des berges. Mais dans notre cas, on a proposé une protection (ou revêtement) de berges par gabion plat a épaisseur de 0.3m. Le choix de variante à section mixte est fait dans la perspective de réduire la rugosité moyenne du canal, impliquant une augmentation de la vitesse moyenne d'écoulement tout en respectant le critère de vitesse admissible ($V_{\text{écoulement}} < V_{\text{adm}}$).

La résistance du gabion à la vitesse admissible dépend de la granulométrie du matériau contenu dans le grillage ainsi que le diamètre médian ($D_{50\text{mm}}$), dans notre cas on opte pour un canal trapézoïdal de, fond en béton arme et berges en Matelas Reno d'épaisseur de 0.3m de telle sorte à avoir une grande résistance à la vitesse.

7.7.1 Dimensionnement

Pour le dimensionnement on considère pour les deux tronçons du cours d'eau. Les résultats de dimensionnement donné par FlowMaster sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-12 .Résultats de calcul de la section Mixte (Béton et Matelas Reno)

largeur du fond(m)	3
Débit Q (m ³ /s)	77.1
Hauteur du canal (m)	2.7
Fruit de talus m	½
Section mouillée (m ²)	12.2
Périmètre mouillé(m)	9.2
Rayon Hydraulique(m)	1.3
Largeur au miroir(m)	6.10
Hauteur Critique (m)	3.3
Vitesse (m/s)	6.3
Énergie Spécifique (m)	4.76
Nombre de Froude	1.48
Type d'écoulement	Torrentiel

La rugosité moyenne considérée est calculée par la formule suivante :

$$n_{eq} = \left[\frac{\sum n_i^{\frac{3}{2}} * p_i}{p} \right]^{\frac{2}{3}} \quad \text{III.7}$$

P_i : périmètre mouillé

n_i : rugosité du matériau.

Tableau III-13. Calcul de rugosité composée

Section	N	Périmètre(m)
Béton	0.013	3
Matelas Reno	0.033	3.0187
Matelas Reno	0.033	3.0187

Donc $n_{eq}=0.0269=0.027$

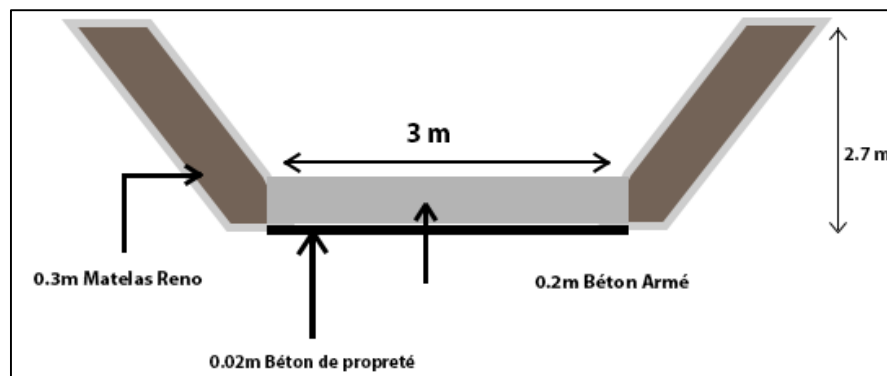


Figure III-28. Section en travers du canal Mixte.

7.7.2. Simulation et vérification des conditions d'écoulement par HEC-RAS

-Tronçon 01

Pour un débit de $Q = 77.1 \text{ m}^3/\text{s}$, Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-14. Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte Tronçon 01.

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Vitesse	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
1930	422	424.6	425.21	426.66	6.12	1.36
1881.67*	421.14	423.8	424.35	425.79	6.09	1.35
1833.33*	420.25	423	423.49	424.93	6.09	1.35
1785.00*	419.42	422.14	422.63	424.07	6.1	1.35
1736.67*	418.54	421.3	421.77	423.21	6.09	1.35
1688.33*	417.67	420.43	420.91	422.34	6.09	1.35
1640.00*	416.8	419.57	420.05	421.48	6.09	1.35
1591.67*	415.95	418.7	419.19	420.62	6.09	1.35
1543.33*	415.11	417.83	418.33	419.76	6.09	1.35
1495.00*	414.3	417.01	417.46	418.9	6.09	1.35
1446.67*	413.4	416.13	416.6	418.04	6.09	1.35
1398.33*	412.55	415.25	415.74	417.18	6.09	1.35
1350.00*	411.68	414.35	414.88	416.32	6.09	1.35
1301.67*	410.82	413.52	414.02	415.46	6.09	1.35
1253.33*	409.97	412.6	413.16	414.59	6.09	1.35
1205.00*	409.1	411.8	412.3	413.73	6.09	1.35
1156.67*	408.23	410.97	411.44	412.87	6.1	1.35
1108.33*	407.38	410.1	410.58	412.01	6.09	1.35
1060*	406.5	409.1	409.71	411.15	6.09	1.35

La section du canal mixte simulées par HEC Ras sont représentées dans la figure suivante :

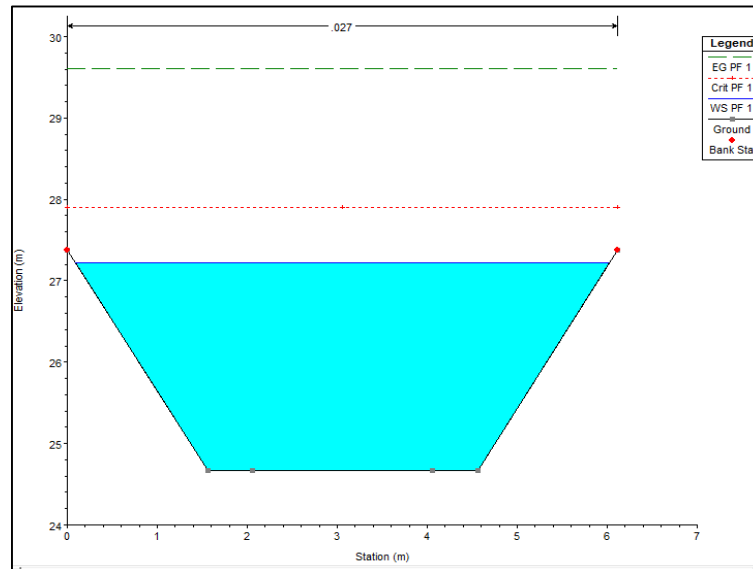


Figure III-29.Section Transversal (Canal Mixte)

7.7.3 Interprétation des résultats

- La hauteur de l'eau ne dépasse pas 2.8 m qui signifie qu'il n'y a pas de débordement
- La vitesse dans le canal mixte entre 6.09m/s et 6.12 m/s est inférieure à la vitesse admissible du Matelas Reno d'épaisseur 0.3 m ($V_{adm} = 6.5\text{m/s}$) et la vitesse admissible du béton (12m/s).
- Dans les canaux ou nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie qu'il n'y a pas de ressaut hydraulique

Tronçon 02

Pour un débit de $Q = 77.1\text{m}^3/\text{s}$, Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-15. Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte Tronçon 02.

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Vitesse	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
1060	406.5	409.1	409.71	411.15	6.09	1.35
1011.82*	405.46	408.11	408.67	410.21	6.42	1.46
963.64*	404.41	407.03	407.62	409.19	6.42	1.46
915.45*	403.36	405.98	406.58	408.16	6.42	1.46
867.27*	402.32	404.93	405.53	407.12	6.42	1.46
819.09*	401.27	403.88	404.49	406.07	6.42	1.46
770.91*	400.23	402.84	403.44	405.03	6.42	1.46
722.73*	399.18	401.79	402.4	403.98	6.42	1.46
674.55*	398.14	400.74	401.35	402.94	6.42	1.46
626.36*	397.09	399.7	400.31	401.89	6.42	1.46
578.18*	396.04	398.65	399.26	400.85	6.42	1.46
530.00*	395	397.61	398.21	399.8	6.42	1.46
481.82*	393.95	396.56	397.17	398.76	6.42	1.46
433.64*	392.91	395.52	396.12	397.71	6.42	1.46
385.45*	391.86	394.47	395.08	396.67	6.42	1.46
337.27*	390.82	393.43	394.03	395.62	6.42	1.46
289.09*	389.77	392.38	392.99	394.57	6.42	1.46
240.91*	388.73	391.34	391.94	393.53	6.42	1.46
192.73*	387.68	390.29	390.9	392.48	6.42	1.46
144.55*	386.64	389.25	389.85	391.44	6.42	1.46
96.36*	385.59	388.2	388.81	390.39	6.42	1.46
48.18*	384.55	387.15	387.76	389.35	6.42	1.46
0	383.5	386.11	386.71	388.3	6.42	1.46

7.7.4 Interprétation des résultats

- La hauteur de l'eau ne dépasse pas 2.8 m qui signifie qu'il n'y a pas de débordement
- La vitesse dans le canal mixte entre 6.09m/s et 6.12 m/s est inférieure à la vitesse admissible du Matelas Reno d'épaisseur 0.3 m ($V_{adm} = 6.5\text{m/s}$) et la vitesse admissible du béton (12m/s).
- Dans les canaux le nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie qu'il n'y a pas de ressaut hydraulique.

III.7.8. Estimation du coût de la variante

7.8.1 Calcul des volumes du béton, béton de propreté et du Matelas Reno

Les volumes sont calculés et résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-16.Résultats de calcul des volumes béton et Matelas Reno

	Béton (350kg/m ³)	Béton de propreté	Matelas Reno
Épaisseur(m)	0.20	0.02	0.3
Volume (m ³)	1158	115.8	3495.645

L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III-17.Devis de la variante du canal mixte.

Travaux		Prix unitaire	Quantité (m ³)	Montant
Terrassement	Remblai	200.00 DZD	1 501 490.6	300 298 120 DZD
	Déblai	250.00 DZD	564 288.02	141 072 005DZD
Construction	Béton de propreté	6 000.00 DZD	116	696 000DZD
	Béton armé	32 000.00 DZD	1158	37 056 000 DZD
	Matelas Reno	4 500.00 DZD	3495.645	15 730 402.5 DZD
Montant total				494 852 527.5 DZD

III.7.9. Choix de la variante d'aménagement

7.9.1 . Critères d'évaluation

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

1-Efficacité hydraulique : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.

2-Difficultés de réalisation : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.

3-Coût : correspond à l'appréciation du coût de construction.

4-Enjeux environnementaux : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementales actuelles.

5-Durabilité : correspond à la durée de vie de l'aménagement.

6-Entretien : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.

7.9.2 . Les avantages et les inconvénients

Les avantages et inconvénients de chacune des variantes proposées, ils vont nous aider pour différencier chacune des variantes.

Tableau III-18. Les avantages et les inconvénients des variantes proposées.

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal Rectangulaire en Béton	<p>Le rendement hydraulique est efficace La durée de vie est importante (50 à 120 ans). La durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion. Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal.</p>	<p>Le cout de génie civil est élevé. Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles</p>
Canal en Gabions	<p>Retarder et ralentir le processus d'érosion. Bonne perméabilité ; Protection contre glissements des talus et berges. Grande résistance à la rupture grâce au fils du treillis métallique Disponibilité du matériau vitesse de construction rapide</p>	<p>Maintenance et réparation parfois couteuses et fastidieuses. Cout de mise en Œuvre très élevé. Obligation d'inspection après chaque évènement de crue</p>
Canal mixte	<p>La durée de vie est d'environ (60ans). Le gabion est robuste, durable et modulable. Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. Le béton assure le curage</p>	<p>L'insuffisance des cailloux de diamètres existents. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne de Gabionnage, si l'eau arrive à passer derrière les blocs à amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion.</p>

7.9.3 . La variante choisie

Dans le cas de réalisation de canaux, les trois variantes (Canal en béton, gabion et Canal mixte) arrivent à évacuer le débit de dimensionnement sans problèmes, point de vue économique les trois variantes proposées sont de presque les mêmes on opte la variante du canal Mixte (Béton et Matelas Reno) pour les raisons suivantes :

- La simplicité de la réalisation.
- Satisfaction du but de l'étude.
- Longue durabilité.
- Une bonne stabilité.
- Eviter le dépôt.
- Coût moindre

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre trois variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection de la ville de Hennaya contre les inondations. Ensuite, une étude technico-économique a été élaborée pour choisir la variante la plus favorable qui Satisfaire le but de l'étude. La finalité de cette partie est de choisir un schéma d'aménagement adéquat satisfaisant tous les critères dans la sélection des variantes, on opte pour la variante N° 03 de canal Mixte (Béton et Matelas Reno). Avec un montant de **494 852 527.5 DZD**. La prochaine étape sera l'estimation quantitatif du projet et l'organisation de chantier afin d'assurer l'enchaînement fluide et ainsi une économie dans les travaux d'aménagement de notre cas d'étude.

Chapitre IV Management de projet

IV.1 Introduction

Le management de Project ou bien l'organisation de charnier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'élaboration d'un projet dans les meilleures conditions possibles. Il permet d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier et accomplir le projet dans les meilleures conditions de sécurité

IV.2 Devis quantitatif et estimatif du projet

Les prix des différentes tâches à exécutée inclus le prix de décapage de la couche de terre végétale et les déblais et les remblais et le compactage et le gabionnage du cours d'eau, et le transport des sols excédentaires sont dans le tableau IV-5

IV.2.1 Calcul du volume des travaux

Le calcul se fait sur les sections transversales de l'oued, en évaluant la différence entre les sections naturelles et les sections projetées

2.1.1 . Volume de la couche de terre végétale

Le volume de la couche de terre végétale est calculé selon la formule suivante :

$$V_{cv} = H.B.L \text{ IV.1}$$

Avec :

V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).

- H : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).

- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

2.1.2 . Volume des déblais et des remblais

Les volumes des terrassements « déblais et remblais » sont calculés par HEC-RAS selon le profil en long et les sections des canaux. Lors d'un terrassement le sol retiré foisonne, cela signifie une augmentation de volume des matériaux après excavation. C'est ce volume foisonné qui servira de base à l'établissement d'un devis pour transporter le matériau d'un point A à un point B, et en cas de remblaiement, l'utilisation d'un coefficient de foisonnement permet de

connaitre le volume restant après tassement. Selon la nature du matériau ou du sol, le coefficient de foisonnement en terrassement est différent. Voici quelques coefficients de foisonnement utilisés

Tableau IV-1. Le coefficient de foisonnement selon le type du sol.

Matériaux	Coefficient de foisonnement
Terre végétale	1.42
Argile, sable argileux	1.25
Sable	1.12
Granit fragmentée	1.64

IV.3 Planification De Projet

IV.3.1. Définition

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

- L'installation des postes de travail.
- L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- La simplification des méthodes.

IV.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

1. Méthodes basées sur le réseau.
2. Méthodes basées sur le graphique.

3.2.1 . Méthodes basées sur le réseau

Définition

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

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



L'opération A précède l'opération B

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



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

3.2.2 . Construction du réseau

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

1. Établissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
2. Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
6. Construction du réseau.
7. Différentes méthodes basées sur le réseau : Nous avons ces méthodes suivantes

- **Méthode C.P.M (Méthode française)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1. l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
2. analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.
3. adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Méthode de P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

- **Méthodes basées sur le graphique**

Méthode linéaire : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

Méthode à barres : Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

3.2.3 .Les étapes de la planification

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

Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

Relations entre les tâches :

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

3.2.4 . Choix de la méthode de calcul

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

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

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	Tr
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec:

$$DTF = DCP + Tr$$

$$DCPP = DFPP - Tr$$

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.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération

Chemin critique (C.C)

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

$$\sum_{MT=0} T_{RCC} = DTP$$

Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M

La méthode C.P.M est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches

Attribution des durées pour les tâches

Tableau IV-2.Liste des opérations avec leurs durées.

Étape	Opération	Code	Durée (jours)
Début	Installation du chantier	A	10
Partie 1	Terrassement + Compactage	B	15
	Béton de propreté	C	4
	Bétonnage	D	6
	Montage et remplissage du matelas Reno	E	8
Partie 2	Terrassement + Compactage	F	15
	Béton de propreté	G	4
	Bétonnage	H	6
	Montage et remplissage du matelas Reno	I	8
Partie 3	Terrassement + Compactage	J	15
	Béton de propreté	K	4
	Bétonnage	L	6
	Montage et remplissage du matelas Reno	M	8
Partie 4	Terrassement + Compactage	N	15
	Béton de propreté	O	4
	Bétonnage	P	6
	Montage et remplissage du matelas Reno	Q	8
Fin	Déménagement du chantier	R	8

Le tableau suivant montre la succession des tâches :

Tableau IV-3.Succession des tâches

Opération	Code	Durée (jours)	Succède	Précède
Installation du chantier	A	10	B	/
Terrassement + Compactage	B	15	C,F	A
Béton de propreté	C	4	D,G	B
Bétonnage	D	6	H,E	C
Montage et remplissage du matelas Reno	E	8	I	D
Terrassement + Compactage	F	15	J,G	B
Béton de propreté	G	4	H,K	F,C
Bétonnage	H	6	L,I	G,D
Montage et remplissage du matelas Reno	I	8	M	E
Terrassement + Compactage	J	15	N,K	F
Béton de propreté	K	4	L,O	J,G
Bétonnage	L	6	M,P	H,K
Montage et remplissage du matelas Reno	M	8	Q	i
Terrassement + Compactage	N	15	O	J
Béton de propreté	O	4	P	L,N
Bétonnage	P	6	Q	L,O
Montage et remplissage du matelas Reno	Q	8	R	M
Déménagement du chantier	R	8	/	Q

Chapitre IV Management de projet

DTR =122 Jours

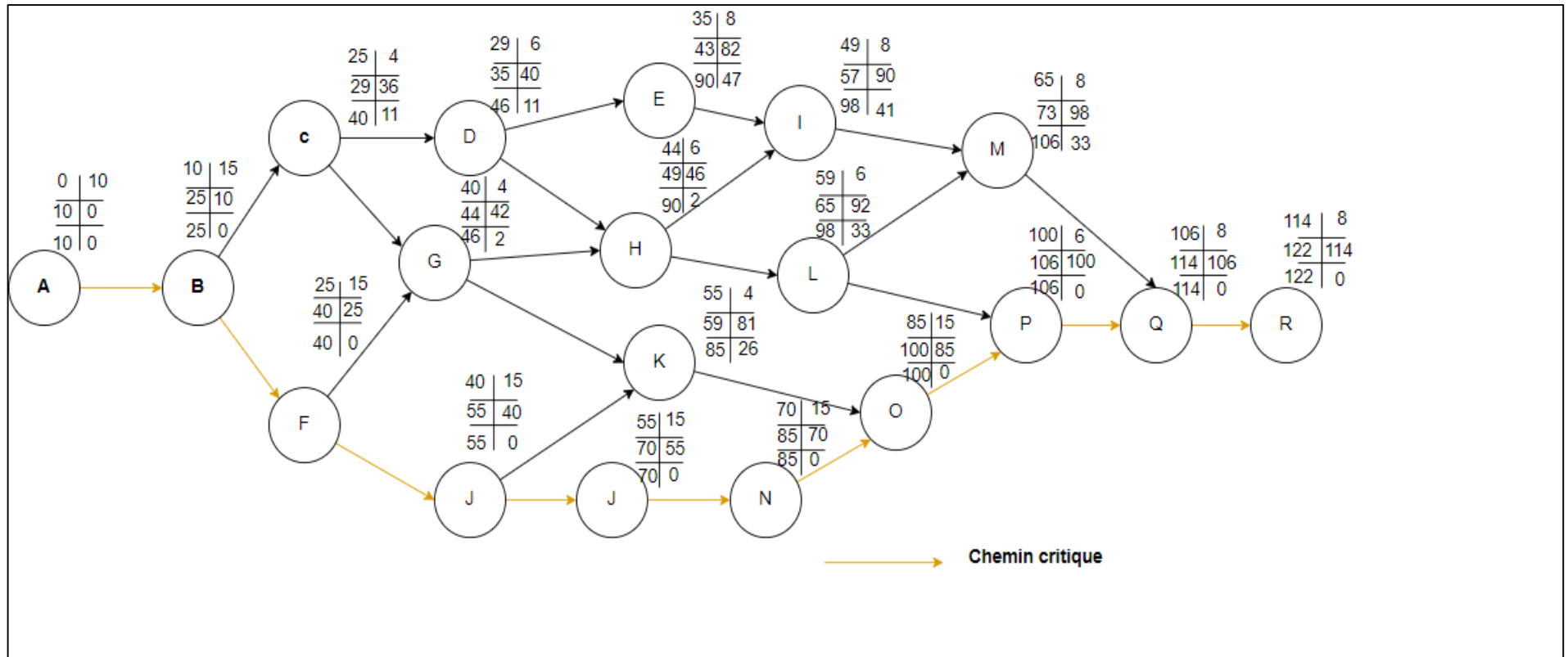


Figure IV-1 . Réseau à nœud

3.2.5 . Diagramme de Gantt

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

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

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

Dans notre cas on a utilisé logiciel « Gantt-Project » et les résultats sont dans la figure suivante :

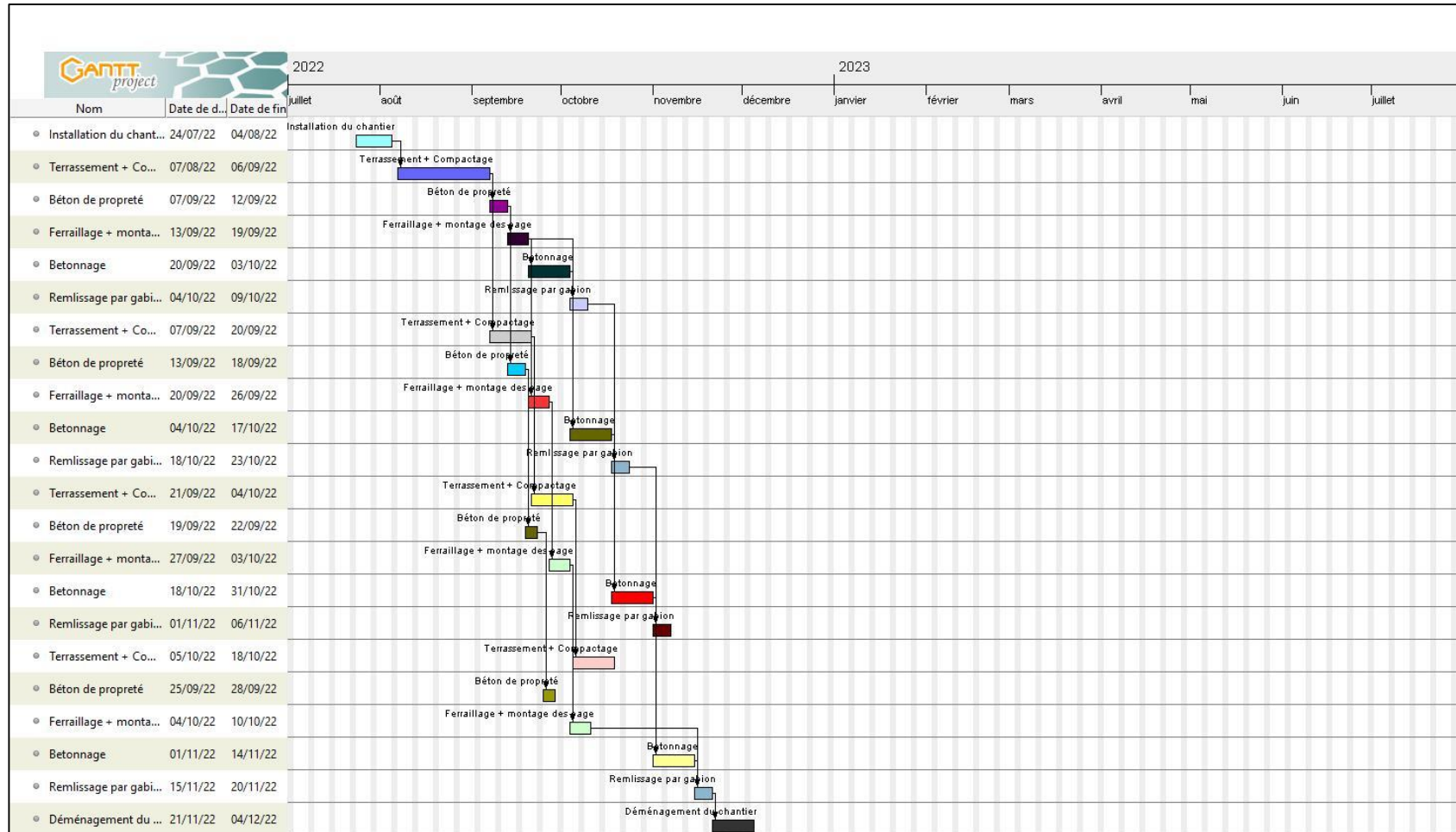


Figure IV-2. Diagramme de Gantt

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements

Tableau IV-4. Devis quantitatif et estimatif du projet

Travaux		Prix unitaire	Quantité (m ³)	Montant
Terrassement	Remblai	200.00 DZD	1 501 490.6	300 298 120 DZD
	Déblai	250.00 DZD	564 288.02	141 072 005DZD
Construction	Béton de propreté	6 000.00 DZD	116	696 000DZD
	Béton armé	32 000.00 DZD	1158	37 056 000 DZD
	Gabion	4 500.00 DZD	3495.645	15 730 402.5 DZD
Coût total de la variante				494 852 527.5 DZD
TVA 19%				94 021 980.23DZD
Coût total TTC				588 874 507.7DZD

Donc le montant total du projet revient : **588 874 508DZD** « **Cinq cent quatre-vingt-huit millions huit cent soixante-quatorze mille cinq cent huit** »

IV.4 Conclusion

Management de projet est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens. Suite à l'étude, on peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de **4 mois et 2 jours** et cela pour un coût total estimatif de **588 874 508DZD** « **Cinq cent quatre-vingt-huit millions huit cent soixante-quatorze mille cinq cent huit** ».

Conclusion générale

L'objectif de ce travail été de faire une étude sur l'état actuel d'oued Galian et sa capacité à évacuer une crue centennale, toute en proposant des aménagements nécessaires pour augmenter les débitantes du cours d'eau et corriger les dysfonctionnements dans le but de protéger les zones avoisinantes contre les inondations

La première démarche de ce travail consistait à recoler les différents documents et données nécessaires (topographique, données pluviométriques...) afin de déterminer les crues, qui peuvent être générées dans le bassin versant d'oued Galian

En deuxième lieu, on a étudié les caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant en réalisant plusieurs types de cartes à l'aide de logiciel « Arc-GIS » et on a déterminé la quantité de pluie par l'analyse des pluies maximales journalières Par Logiciel « Hyfran plus » on aboutit à une intensité de pluie égale à 131 mm/j pour une période de retour centennale, Puis on a calculé les débits de crues pour nos bassins versants en utilisant les formules empiriques et la méthode SCS-CN du modèle hydrologique « HEC-HMS », et d'après les résultats on aboutit à un débit de crue égale à 77.1 m³/s pour une période de retour centennale, et à l'aide de logiciel « HEC-RAS » on a fait une simulation hydraulique de l'écoulement et on a mis en place une carte des zones inondables du secteur de Hennaya, cela nous permettra de désigner les tronçons à risque en vue de leurs aménagement.

Dans la phase finale, trois variantes d'aménagements ont été proposées et suite d'une étude technico-économique on a choisi une variante par un aménagement mixte (béton et gabion). Le montant total du projet a été estimé à **588 874 5078 DZD**. Avec un délai d'exécution de 4 mois et 2 jours.

Pour conclure, un ouvrage construit est considéré comme réussi dès qu'il répond aux besoins et objectifs soulignés dans l'étude. Mais comme tous les ouvrages construits, sans une inspection régulière et une maintenance continue, ces ouvrages se dégradent et s'affaiblissent et ne répondent plus aux exigences de protection contre les inondations, c'est pour quoi construire pour protéger sans maintenances et inspections n'a jamais été une solution définitive.

Listes des planches

-Planche N°1 : Plan de situation

-Planche N°2 : Plan Topographique

-Planche N°3 : Le profil en long de l'oued.

-Planche N°4 : Les profils en travers de l'oued (sections naturelle et aménagées).

Liste d'abréviations

Groupement Urbaine : (Tlemcen, Mansourah, Chetouane et Hennaya)

NGA : Nivellement Général de l'Algérie ;

ONM : Office National Météorologique ;

O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;

P : Périmètre (Km) ;

A : Surface (m²) ;

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques ;

BV : Bassin Versant ;

Ca : Coefficient d'allongement ;

Dd : Densité de drainage Km/Km²

Kc : Indice de compacité ;

Pj.max : Pluie maximal journalière (mm) ;

Tc : Temps de concentration (heures)

R : Rayon hydraulique (m)

SIG : Système d'Information Géographique ;

MNT : Modèle Numérique de Terrain ;

Sm : Surface mouillée (Km²)

TIN : Triangulated Irregular Network

1D : Unidimensionnel ;

2D : Bidimensionnel

n : Coefficient de rugosité de Manning

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

Vr : Vitesse de ruissellement m^2/s ;

F : Nombre de Froude ;

g : Accélération due à la gravité (m/s^2)

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard. **DFP** : date de finition au plus tôt ;

Tr : temps de réalisation ;

Référence bibliographique

l'ANRH.Extrait de la carte de l'ETP 1/500 000ème.

BOUANANI, Mr :Abderrazak.hydrologie, transport solide et modélisation (étude de quelques sous bassins de la Tafna) ; thèses de doctorat d'état. Tlemcen : Université de Tlemcen, 2004.

Ministère de la culture("Direction des Etudes Prospectives de la Documentation et de l'Informatique").NORMALISATION DES INFRASTRUCTURES ET EQUIPEMENTS CULTURELS. 2008.

Houda, BENARIBA Nour EL.Etude de la pollution au niveau d'oued Hennaya (Diagnostic et solutions). Tlemcen : UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMCEN, 2015.

BENTEKHICI, Nadjla. Utilisation d'un SIG pour l'évaluation des caractéristiques physiques d'un bassin versant et leurs influences sur l'écoulement des eaux (bassin versant d'Oued El Maleh, Nord-Ouest d'Algérie). Arzew, Algérie.

D. Boutoutaou,20144 Méthode de Calcul des Crues des Oueds Non Jauges L'Algérie.

Bureau d'Etudes de Projets Hydrauliques & Aménagements (B.E.P.H.A).ETUDE DES SCHEMAS DIRECTEURS D'ASSAINISSEMENT DE DIVERS VILLES A TRAVERS LA WILAYA DE TLEMCEN. Tlemcen 2014.

Subdivision DRE-Hennaya,Hennaya 2015.

Organisation mondiale météorologique. pluviomètre. [En ligne] 2016. <https://public.wmo.int>.

Musy, Prof. André.CHAPITRE 7 LA MESURE HYDROLOGIQUE. s.l. : l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 2005.

BERRA, Fatiha et MANSOUR , Chahra .MODELISATION PLUIE DÉBIT PAR LES LOGICIELS HEC-HMC " ET ARC-GISS DE BASSIN VERSANT L'OUED FORMATOU. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA. M'SILA : s.n., 2019/2020. pp. 7-8.

Hydrologic Engineering Center. HEC HMS user manual 2016.

U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center,2010.

Chow Ven Te.Open-Channel Hydraulics, 1959.

ECOULEMENT FLUVIAL. chlef : Université Hassiba Benbouali de Chlef,Département Eau, Environnement .

Armando Lancaster.Hydraulique générale, 2008.

State, Hydraulics Laboratory Engineering Research Center Colorado.Hydraulics Laboratory Engineering Research Center Colorado State.

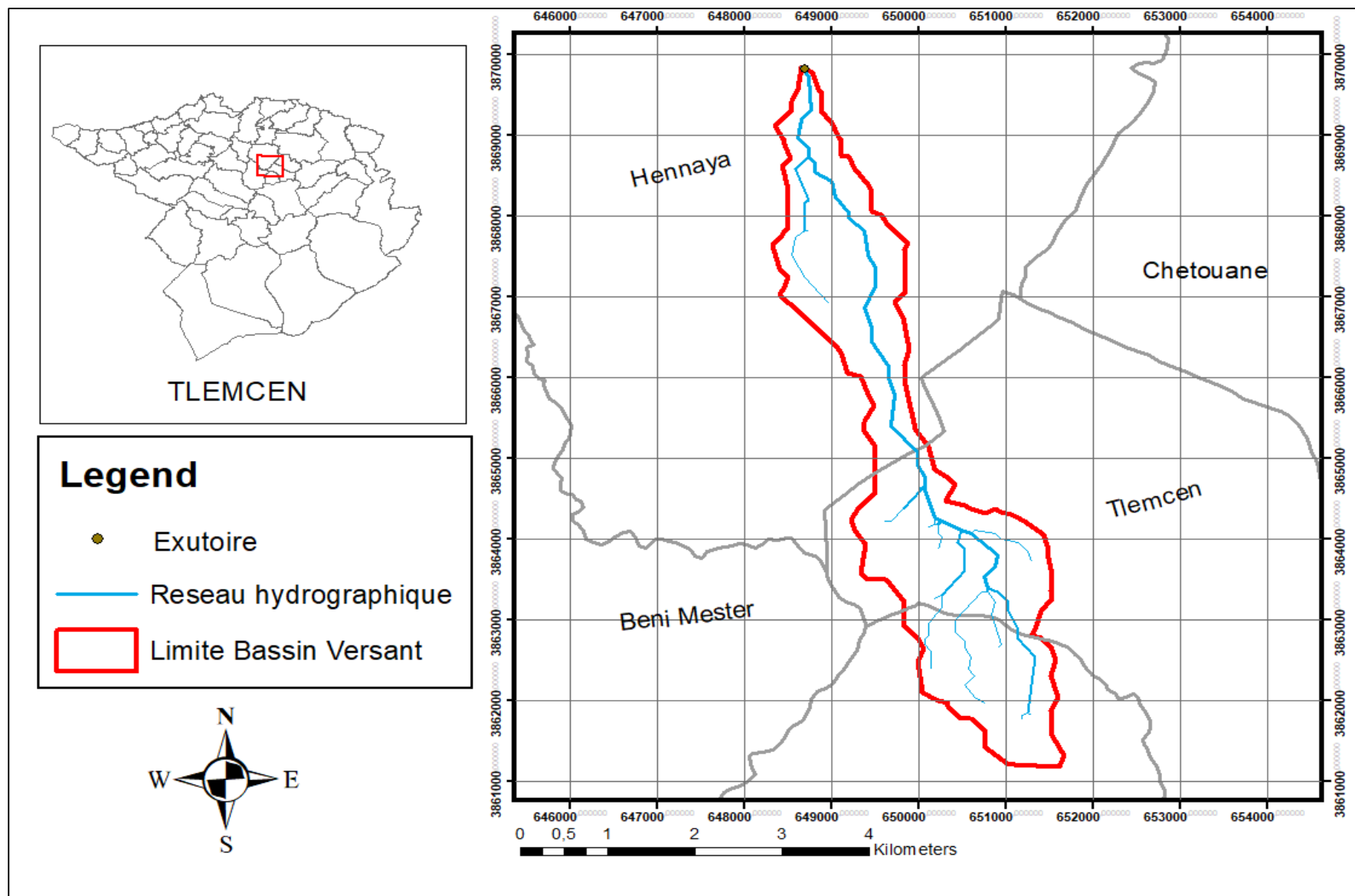
Abdellatif, AHBARI.Le bassin versant de la Soummam, 2013.

MERABET-BAGHLI, N., CYPRIEN, H. ABDOULAYE et IBRAHIM, C.

SOULEYMANE.Irrigation par les eaux usées épurées: une issue pour l'économie. 1 Centre universitaire Belhadj Bouchaib. Aïn Témouchent : Techniques Sciences Méthodes, 2020. p. 20.

Annexe

Annexe 01 : carte de bassin versant



Annexe 02 : zone inondable pour un débit de période de retour T=100ans



Annexe 03 : Ferrailage du béton Section rectangulaire

Données		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	$b = 1,00 \text{ m}$
	Hauteur utile des aciers tendus	$d = 0,18 \text{ m}$
	Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire)	$d' = 0,02 \text{ m}$
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Moment de service		$M_{ser} = 0,056 \text{ MN.m}$

Calcul des contraintes admissibles		
Contrainte de compression du béton	$(0.6 \times F_{c28})$	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
Contrainte limite de traction des aciers	$FP = \text{mini} (2/3 F_e ; \text{maxi} (1/2 F_e ; 110 \times ((n \times F_{tj})^{1/2})))$ $FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} = 250,00 \text{ MPa}$

Paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$a = 0,474$
Ordonnée de la fibre neutre	$d \times \alpha$	$y = 0,085 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d - (y / 3)$	$Z_b = 0,152 \text{ m}$
Moment résistant du béton de service	$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times a (1 - (a / 3)) \times d^2$	$M_{rbser} = 0,097 \text{ MN.m}$
État limite de compression du béton	si $M_{rbser} > M_{ser} \Rightarrow$ Pas d'aciers comprimés si $M_{rbser} < M_{ser}$	Système d'armatures retenu
	\Rightarrow Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés

Détermination des sections théoriques d'aciers		
Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés \Rightarrow $M_{ser} / (\sigma_{st} \times Z_b)$ si aciers comprimés nécessaires \Rightarrow $[M_{rbser} / (\sigma_{st} \times Z_b)] + [(M_{ser} - M_{rbser}) / (\sigma_{st} \times (d - d'))]$	$A_{st} = 8,63 \text{ cm}^2$
Choix d'une section commerciale		6HA14

Annexe 04 : Section en travers mixte (béton et Matelas Reno)

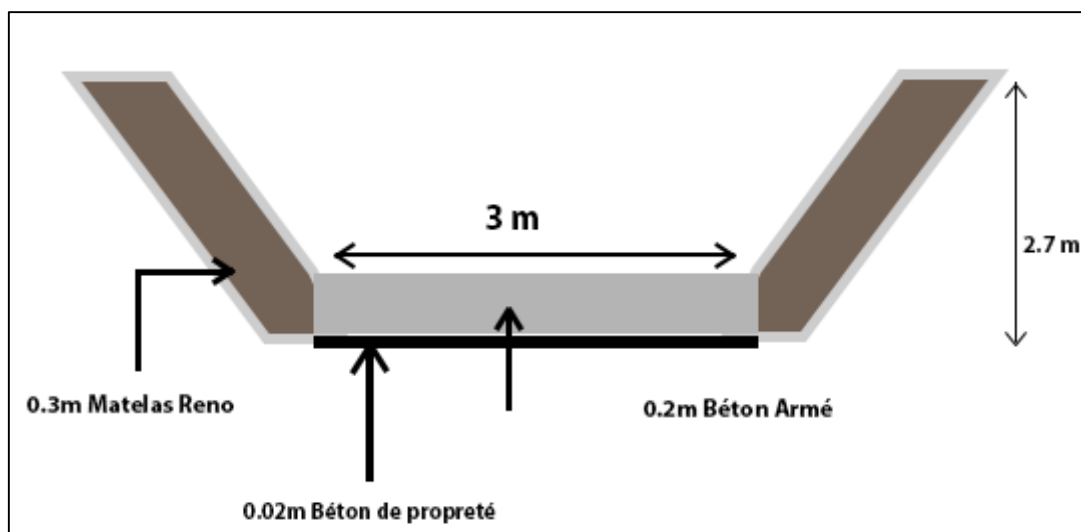


Tableau : Récapitulative des résultats de dimensionnement de la section mixte

B largeur du fond en béton (m)	3
Fruite de talus	1/2
Débit Q (m ³ /s)	77.1
Hauteur du canal (m)	2.7
Section mouillée (m ²)	12.2
Périmètre mouillé(m)	9.2
Rayon Hydraulique(m)	1.3
Largeur au miroir(m)	6.10
Hauteur Critique (m)	3.3
Vitesse (m/s)	6.38
Énergie Spécifique (m)	4.76
Nombre de Froude	1.482
Type d'écoulement	Torrentiel

Annexe 05 : Résultats de simulation des aménagements d'ouedGalian

Station	Cote Fond oued	N.L eau	H critique	N.L énergie	Pente L.e	Vitesse	S. mouillé	L. miroir	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1930	422	424.6	425.21	426.66	0.018	6.12	12.6	6.12	1.36
1881.67*	421.14	423.8	424.35	425.79	0.0178	6.09	12.66	6.12	1.35
1833.33*	420.25	423	423.49	424.93	0.0178	6.09	12.66	6.12	1.35
1785.00*	419.42	422.14	422.63	424.07	0.0178	6.1	12.65	6.12	1.35
1736.67*	418.54	421.3	421.77	423.21	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1688.33*	417.67	420.43	420.91	422.34	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1640.00*	416.8	419.57	420.05	421.48	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1591.67*	415.95	418.7	419.19	420.62	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1543.33*	415.11	417.83	418.33	419.76	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1495.00*	414.3	417.01	417.46	418.9	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1446.67*	413.4	416.13	416.6	418.04	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1398.33*	412.55	415.25	415.74	417.18	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1350.00*	411.68	414.35	414.88	416.32	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1301.67*	410.82	413.52	414.02	415.46	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1253.33*	409.97	412.6	413.16	414.59	0.0178	6.09	12.66	6.12	1.35
1205.00*	409.1	411.8	412.3	413.73	0.0178	6.09	12.67	6.12	1.35
1156.67*	408.23	410.97	411.44	412.87	0.0178	6.1	12.65	6.12	1.35
1108.33*	407.38	410.1	410.58	412.01	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1060	406.5	409.1	409.71	411.15	0.0178	6.09	12.65	6.12	1.35
1011.82*	405.46	408.11	408.67	410.21	0.0205	6.42	12.01	6.06	1.46
963.64*	404.41	407.03	407.62	409.19	0.0213	6.51	11.84	6.03	1.48
915.45*	403.36	405.98	406.58	408.16	0.0216	6.54	11.79	6.02	1.49
867.27*	402.32	404.93	405.53	407.12	0.0217	6.55	11.77	6.01	1.5
819.09*	401.27	403.88	404.49	406.07	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
770.91*	400.23	402.84	403.44	405.03	0.0217	6.55	11.77	6.01	1.5
722.73*	399.18	401.79	402.4	403.98	0.0216	6.55	11.77	6.01	1.49

Suite du tableau

674.55*	398.14	400.74	401.35	402.94	0.0217	6.56	11.75	6.01	1.5
626.36*	397.09	399.7	400.31	401.89	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
578.18*	396.04	398.65	399.26	400.85	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
530.00*	395	397.61	398.21	399.8	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
481.82*	393.95	396.56	397.17	398.76	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
433.64*	392.91	395.52	396.12	397.71	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
385.45*	391.86	394.47	395.08	396.67	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
337.27*	390.82	393.43	394.03	395.62	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
289.09*	389.77	392.38	392.99	394.57	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
240.91*	388.73	391.34	391.94	393.53	0.0217	6.55	11.77	6.01	1.5
192.73*	387.68	390.29	390.9	392.48	0.0217	6.55	11.77	6.01	1.5
144.55*	386.64	389.25	389.85	391.44	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
96.36*	385.59	388.2	388.81	390.39	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
48.18*	384.55	387.15	387.76	389.35	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5
0	383.5	386.11	386.71	388.3	0.0217	6.56	11.76	6.01	1.5