

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Assainissement

THEME

**ETUDE DE PROTECTION D'OUED MENASFA DE LA VILLE
D'OUED ESSALEM (W.RELIZANE), CONTRE LES INONDATIONS**

Présenté par :

M^{lle} : BAKHTI Nour El Houda

Devant les membres du jury:

	Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^r	M.DJELLAB	M.C.A	Président
M^r	M.BOUKHELIFA	M.A.A	Examineur
M^{me}	M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M^{me}	L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^{me}	F.DERNOUNI	M.A.A	Promotrice

Septembre 2018

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mme DERNOUNI Fouzia, ma promotrice, avec qui j'ai partagé des moments d'échanges si sincères, pour m'avoir accordé sa confiance dans ce mémoire, pour le soutien et pour toute l'aide qu'elle m'a apporté afin de me permettre de mieux cerner le travail à réaliser.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

*Mes remerciements vont également à l'ensemble des professeurs,
Particulièrement Mr ZAROUAL pour son aide.*

Enfin, Je remercie l'ensemble du personnel de l'ENSH.

Dédicace

Un père est une lumière de vie pour l'enfant, quand la vie s'en finit, quand la mort frappe une famille, c'est l'enfance qui s'enfuit, la tristesse qui nous déshabille.

Père tu es ma plus douce prière, tu es mon plus grand repère, nos prières te sont adressées dans ce monde qui aujourd'hui est le tien

Papa tu me manque, je ne t'ai jamais vu tu est parti très tôt, mais tu es toujours dans mon cœur.

Je cache ma douleur, je camoufle mes yeux rougis par le chagrin, un manque énorme dans ma vie.

*J'ai besoin de prononcer le mot **papa** et par mes dédicaces te le dire c'est un mot si beau que l'on ne devrait jamais devoir cesser de crier.*

***Mon papa**, je ne t'oublierais jamais, tu es mon présent et mon avenir, tu vis dans mon cœur hiver comme été, **JE T'AIME** très fort.*

ملخص

يتمثل الهدف من هذه الدراسة في تهيئة واد مناصفة ببلدية واد السلام الواقع بولاية غليزان، قصد حماية المنطقة من الفيضانات. وفي هذا الإطار قمنا بدراسة هيدرولوجية بغية تحديد التدفقات، وانطلاقا من دراسة تقنية، قمنا باختيار إنشاء قناة مستطيلة الشكل تليها أخرى على شكل شبه منحرف من الخرسانة المسلحة لصرف مياه الواد، وذلك اعتمادا على معطيات مأخوذة من الميدان والمتعلقة بالمنطقة المذكورة

Résumé

L'objectif principal de cette étude est l'aménagement d'oued Menasfa pour la protection de la commune de'Oued Essalem (wilaya de Relizane) contre les inondations. Dans ce contexte, une étude hydrologique détaillée a été réalisée pour pouvoir procéder à une détermination précise débits de crue.

Après une étude technique, la projection d'un canal de forme rectangulaire ouvert suivi par un canal trapézoïdale en béton armé a été retenue. Ce choix a été établi tenant compte de la morphologie du terrain.

Abstract

The purpose of this study is to strength the wadi of MENASFA in town of OUED ESSALEM city of RELIZANE, with developed facilities. In order to protect the region from floods. In this respect, we conducted a hydrological analysis to quantify the flows. According to a technical study we established an open rectangular and a trapezoidal canal on reinforced concrete. Their realization was based on nature of the region and the soil.

Table des matières

Chapitre I : Généralités sur les inondations

I.1 Introduction	1
I.2 Terminologie	1
I.2.1 L'inondation.....	1
I.2.2 La crue.....	1
I.2.3 L'aléa.....	1
I.2.4 L'enjeu.....	1
I.2.5 Le risque.....	2
I.2.5 La vulnérabilité.....	2
I.2.6) Le bassin versant.....	2
I.2.7) L'exutoire.....	2
I.2.8) Le lit mineur	2
I.2.9) Le lit majeur.....	3
I.3) Généralités sur les inondations.....	4
I.3.1) les zones inondables.....	4
I.3.2) Différents types d'inondations.....	4
I.3.3) Risque inondation	5
I.3.3.1) Influence des facteurs anthropiques	5
I.3.4) Inondations dans le monde.....	5
I.3.4) Inondations en Algérie.....	6
I.3.4.1) Evènements historiques en Algérie.....	6
I.3.4.2) Evènements les plus meurtriers en Algérie.....	7
I.4) Conclusion.....	8

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1) Introduction.....	10
II.2) Situation géographique de la zone d'étude.....	10

II.3) Localisation de la commune d'Oued Essalem.....	11
II.4) Description de la commune d'Oued Essalem.....	12
II.5) Population et évolution démographique.....	12
II.5.1) Evolution de la population.....	12
II.6) Situation climatique.....	13
II.6.1) Climat.....	13
II.6.2) Pluviométrie.....	13
II.6.3) Température.....	14
II.6.3.1) Evolution des températures maximales.....	15
II.6.3.2) Evolution des températures minimales.....	15
II.6.3.3) Evolution des températures moyennes annuelles.....	16
II.7) Situation topographique.....	17
II.8) Sismicité.....	17
II.8) Situation géologique.....	18
II.9) Etude hydromorphologique du bassin versant.....	20
II.9.1) Caractéristique morphométriques du bassin versant d'oued Menasfa.....	21
II.9.1.1) Surface.....	21
II.9.1.2) Périmètre.....	21
II.9.1.3) Longueur du cours d'eau principal.....	21
II.9.1.4) Forme.....	22
a. Indice de compacité de Gravelius K_c	22
b. Rectangle équivalent.....	22
c. Facteur de forme R_f	22
d. Coefficient d'allongement.....	23
II.9.2) Relief.....	23
II.9.2.1) Caractéristiques des altitudes.....	23
II.9.2.2) Répartition et courbe hypsométrique.....	24
II.9.2.3) Les indices de pente.....	25
a. Indice de pente globale.....	25
b. Indice de pente de Roche.....	25
c. Pente moyenne du bassin versant.....	26
II.9.3) Caractéristiques du réseau hydrographique.....	26
II.9.3.1) Hiérarchisation du réseau.....	26

II.9.3.2) Densité de drainage	27
II.9.3.3) La pente moyenne du cours d'eau principale.....	28
II.9.3.4) Densité du thalweg élémentaire.....	28
II.9.3.5) Le temps de concentration.....	28
a. Formule de GIANDOTTI.....	28
b. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)	29
c. Formule de KIRPICH.....	29
II.9.3.6) Vitesse moyenne de ruissellement.....	29
II.9) Conclusion.....	30

Chapitre III : Estimation des débits des crues

III.1) Introduction.....	31
III.2) Analyse des données pluviométriques.....	32
III.2.1) Pluies annuelles.....	32
III.2.2) Pluies maximales journalières.....	32
III.3) Etude des précipitations maximales journalières.....	33
III.3.1) Choix de la loi d'ajustement.....	34
a. la loi de GUMBEL.....	35
b. la loi de GEV.....	34
c. la loi de GALTON (log-normal).....	34
III.3.1.1) Ajustement à la loi de Gumbel.....	34
III.3.1.2) Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV).....	36
III.3.1.3) Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON).....	37
III.3.2) Qualité de l'ajustement.....	38
III.3.2.1) Le Test visuel	38
III.3.2.2) Test d'adéquation pour les trois lois.....	39
III.3.2.3) Comparaison graphique entre les trois lois.....	40
III.3.2.4) Interprétation.....	42
III.3.3) Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence).....	42
III.4) Etude des apports	44
III.4.1) Les apports liquides	44
III.4.1.1) Apport moyen interannuel.....	44

a) Formule de SAMIE.....	44
b) Formule de MEDINGER:.....	44
c) Formule dit ‘Algérienne’.....	44
d) Formule de Sogreah.....	45
III.3.2) Caractéristiques de l'écoulement.....	45
a) Module de l'écoulement.....	45
b) Module de l'écoulement relatif.....	45
c) Lamme d'eau écoulée.....	46
d) Coefficient de l'écoulement.....	46
III.4.2) Apport solide en suspension	46
a) Formule de Fournier.....	46
b) Formule de Tixeront (1960)	47
c) Formule de SOGREAH.....	48
III.5) Etude de crue.....	48
III.5.1) Analyse d'une crue.....	49
III.5.2) Genèse des crues	49
III.5.3) Les différents types de crues.....	49
III.5.4) Différentes méthodes d'évaluation des crues.....	49
a. Méthodes historiques.....	49
b. Méthodes empiriques.....	49
c. Méthodes probabilistes	49
d. Méthodes déterministes.....	50
e. Méthode de l'hydrogramme unitaire	50
III.5.5) Application sur les bassins versants	50
III.5.6) Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques.....	50
a. Formule de Mallet – Gauthier	50
b. Formule de Turazza	51
c. Formule de Sokolovsky	51
d. Formule de Giandotti	52
e. Formule de MEDDI.....	52
III.5.7) La méthode de Gradex :	53
III.5.8) Méthode d'analogie :	54
III.5.9) Analyse des résultats :	55
III.5.10) Hydrogramme de crue	56
III.5.11) Conclusion.....	58

Chapitre IV : Aménagement de l'oued Menasfa

IV.1) Introduction.....	59
IV.2) Aménagement hydraulique.....	59
IV.2.1) Le but d'aménagement.....	59
IV.2.2) Les différents travaux d'entretien.....	59
IV.3) Généralités	60
IV.3.1) L'écoulement à surface libre	60
IV.3.2) Les canaux à ciel ouvert	60
IV.3.3) Les différents types de canaux.....	60
IV.3.3.1) Les canaux naturels.....	61
IV.3.3.2) Les canaux artificiels.....	61
IV.3.4) Les types d'écoulements.....	62
a) Variabilité dans le temps.....	62
a.1) Ecoulement permanent.....	62
a.2) Ecoulement non permanent.....	62
b) Variabilité dans l'espace.....	62
b.1) Régime uniforme.....	62
b.2) Régime non uniforme.....	62
IV.4) Dimensionnement des canaux.....	63
IV.4.1) Les conditions de l'écoulement uniforme.....	63
IV.4.2) Les formules de calcul principales.....	63
IV.4.3) Détermination du coefficient de Chézy.....	63
IV.4.4) Vitesse d'érosion.....	64
IV.5) Les paramètres géométriques.....	64
IV.5.1) Le choix de la section de meilleure conductivité.....	64
IV.5.1.1) Canal à section trapézoïdale.....	65
IV.5.1.2) Canal à section rectangulaire.....	66
IV.5.2) Calculs du rayon hydraulique maximal.....	66

IV.5.3) Calcul de la profondeur normal h_n	67
IV.5.4) Calcul de la profondeur critique h_{cr}	68
IV.5.5) Calcul de la pente critique.....	69
IV.6) Calcul de la ligne d'eau.....	69
IV.6.1) Equation de la ligne d'eau	70
IV.6.2) Marge de sécurité dans les canaux.....	71
IV.6.3) Les différentes formes de courbe de remous.....	71
IV.7) Calcul de la surface d'eau.....	73
IV.7.1) Les données géométriques.....	74
IV.7.2) Les données de l'écoulement et les conditions aux limites.....	77
a. Données d'écoulement.....	78
b. Condition aux limites.....	78
IV.8) Calcul du ressaut.....	78
IV.9) Calcul avant l'aménagement de l'oued.....	80
IV.10) Etude des variantes.....	87
IV.10.1) Analyse du site à étudier.....	88
IV.10.2) Choix de la forme de la section.....	88
IV.10.2.1) Section Trapézoïdale.....	89
a. Avantages.....	89
b. Inconvénient.....	89
IV.10.2.2) Section Rectangulaire.....	89
a. Avantages.....	89
b. Inconvénients	89
IV.10.3) Les variantes proposées.....	89
IV.10.4) Première variante.....	89
IV.10.4.1) Calcul hydraulique de l'ouvrage de protection.....	90
a. Tracé du canal	90
b. La pente de projet.....	91
c. Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s de la formule Manning-Strickler.....	91

d. Choix de la largeur du fond.....	91
e. Données de départ pour le dimensionnement.....	91
IV.10.5) Deuxième variante	98
IV.12) Comparaison technique des deux variantes d'aménagement.....	105
Conclusion	106

Chapitre V : Organisation de chantier

V.1) Introduction.....	107
V.2) Réalisation de la variante choisie	107
V.2.1) Rôles des intervenants sur le chantier.....	108
a. Le maître de l'ouvrage.....	108
b. Le maître d'œuvre.....	108
c. L'entreprise.....	108
d. L'entrepreneur.....	108
V.2.2) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	108
a. Installations destinées au personnel.....	108
b. Installations destinées au stockage des matériaux	108
c. Installations destinées à la réparation des engins	109
d. Installation destinée pour la préfabrication	109
V.2.3) Succession des opérations du chantier	109
a. Travaux préparatoires	109
b. Exécution de l'ouvrage	109
V.2.4) Les moyens de chantier	109
a. Les moyens humains	109
b. Les moyens matériels	110
1. Le matériel de terrassement	110
2. Matériel de bétonnage.....	112
V.2.5) Détermination des différents volumes	113
a. Volume des déblais des tranchées	113
b. Volume des remblais autour des ouvrages	113
c. Volume des remblais des tranchées.....	114
d. Volume du lit du gravier.....	114
e. Volume du lit du béton de propreté	114
f. Volume du béton armé	115
V.3) Devis estimatif et quantitatif	115
V.4) Planification	115

a. Collecte des informations	115
b. Décomposition du projet en taches.....	116
c. Prévoir la relation entre les opérations	116
d. Attribution des durées	116
e. Construction de réseau.....	116
V.4.1) méthodes basées sur le réseau	116
V.4.1.1) Définition du réseau.....	116
V.4.2) Différentes méthodes basées sur le réseau.....	117
a. Méthode C.P.M (critical path netlog)	117
b. Methode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)	117
V.4.3) Choix de la méthode de calcul	117
a. les paramètres de la méthode C.P.M	117
b. Chemin critique (C.C)	118
c. Elaboration du réseau selon la méthode CPM	118
V.4.4) Diagramme de Gantt.....	119
V.5) Protection et sécurité de travail.....	120
V.5.1) Causes des accidents de travail.....	120
a. Causes humaines.....	120
b. Causes techniques.....	120
V.5.2) Conditions dangereuses dans le chantier.....	120
V.5.3) Actions dangereuses.....	120
V.5.4) Mesures préventives.....	120
V.5.2) Conditions dangereuses dans le chantier.....	121
V.5.3) Actions dangereuses.....	121
V.5.4) Mesures préventives.....	121
V.5.5) Principales fonctions du service de sécurité.....	122
a. Etudes.....	122
b. Exécution.....	122
c. Contrôle.....	122
d. Animation.....	122
V.5.3) Moyen de prévention et de protection.....	122
V.5.4) Moyen de protection Collectif.....	123
V.5.5) Moyen de protection Individuel.....	123
a. Bruit.....	123
b. Les yeux.....	124

c. Système respiratoire.....	124
d. Mains.....	124
V.5.6) Mesures et principes généraux de prévention.....	125
V.5.7) Règles de sécurité sur les lieux de travail.....	125
a. Dans les locaux.....	125
b. Sur chantier.....	125
V.6) Conclusion.....	125

Liste des planches

Planche n°1 : Fond topographique

Planche n°2 : Profil en long

Planche n°3 : Profils en travers

Planche n°4 : Aménagement projeté

Planche n°5 : zones inondables

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Evènements marquants dans le monde.....	5
Tableau I.2 : Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1974 – 2008).....	6
Tableau II.1: L'évolution de la Population pour différents horizons pour Oued Essalem.....	13
Tableau II.2 : Identification de la station pluviométrique.....	14
Tableau II.3 : Pluies maximales journalières.....	14
Tableau II.4 : Répartition mensuelle des températures moyennes.....	14
Tableau II.5 : Altitude moyenne.....	24
Tableau II.6 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes.....	24
Tableau II.7 : Indice de pente de roche.....	26
Tableau II.8 : Résultats de calcul du temps de concentrations.....	29
Tableau II.8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant d'Oued Menasfa.....	30
Tableau III.1 : Série pluviométrique annuelle.....	33
III.2.2) Pluies maximales journalières.....	34
Tableau III.3 : Précipitations journalières maximales.....	35
Tableau III.4: Caractéristique de la série.....	37
Tableau III.5 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	38
Tableau.III.6 : Résultats d'ajustement à la loi de GEV.....	40
Tableau III.7 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	42
Tableau III.8 : paramètre de test de χ^2	44
Tableau III.9 : Pluies et intensités de courte durée.....	45
Tableau III.10 : Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel.	47
Tableau III .11 : Les caractéristiques d'écoulement.	48
Tableau III.12 : les valeurs de « α ».	50
Tableau III.13 : Récapitulatif du volume annuel moyen.	50
Tableau III.14 : Valeurs du coefficient de ruissellement C.....	53
Tableau. III.15 : valeur de coefficient de ruissellement α	54
Tableau III.16 : Fonction quantile q(F)	55
Tableau III. 17 : Calcul du débit max.....	55
Tableau III.18 : Débit de crue pour différentes périodes de retour.....	55
Tableau III.19 : Débits fréquentiels calculés par la méthode du Gradex.....	58

Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquentiels par les différentes méthodes.	58
Tableau III.21 : Débits fréquentielles calculés.	59
Tableau III.22 : Temps du bassin versant.....	60
Tableau.III.23 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours.....	60
Tableau IV.1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.	64
Tableau IV.2 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.....	64
Tableau IV.3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal.....	66
Tableau IV.4 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.....	67
Tableau IV.5 : Différentes formes de courbes de remous.....	79
Tableau IV.6 : Les différents types de ressaut.....	81
Tableau IV.7 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°1.....	90
Tableau IV.8 : pente et longueur des différents tronçons	91
Tableau IV.9 : Largeur des différents tronçons.....	91
Tableau 10 : Les données de départ.....	92
Tableau11 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal.....	92
Tableau 12 : Calcul des paramètres optimums du canal P9-P36.....	93
Tableau 13 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal.....	94
Tableau14 : Calcul des paramètres optimums du canal P36-P62.....	95
Tableau 15 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal.....	95
Tableau 16 : Calcul des paramètres optimums du canal P62-P84.....	96
Tableau 17 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal.....	97
Tableau IV.18 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°2.....	98
Tableau IV.19 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée.....	99
Tableau IV. 20 : Calcul des paramètres optimums du canal P1 – P9.	99
Tableau IV.21 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal.....	100
Tableau IV.22 : Calcul des paramètres optimums du canal P9-P36.....	101
Tableau IV.23 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal....	101
Tableau IV.24 Calcul des paramètres optimums du canal P36-P62.....	102
Tableau IV.25 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal....	103
Tableau IV.26 : Calcul des paramètres optimums du canal P62-P84.....	103
Tableau IV.27 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal.....	104

Tableau IV.28 : Dimensions du canal en gabion.....	105
Tableau V.1 : Engins et leurs tâches.	110
Tableau V.2 : Devis estimatif et quantitatif.....	115
Tableau V.3 : Les différentes tâches et leurs durées.	118
Tableau V. 4 : Les différentes tâches.	118

Figure I.1 : bassin versant.....	2
Figure I.2 : lit mineur.....	3
Figure I.3 : lit majeur.....	3
Figure I.4 : Inondation de Nîmes le 3 octobre 1988.....	6
Figure I.5 : Inondation de Ghardaïa, octobre 2008.....	8
Figure II.1 : Localisation géographique de la wilaya de Relizane.....	10
Figure II.2 : Localisation géographique de la commune d'Oued Essalem.....	11
Figure II.3 : Vue satellitaire de la ville d'Oued Essalem.....	12
Figure II.4 : Evolution de la population d'Oued Essalem.....	13
Figure II.5 : Répartition mensuelle des précipitations.....	14
Figure II.6 : Répartition mensuelle des températures moyennes.....	15
Figure II.7 : Evolution des températures maximales.....	15
Figure II.8 : Evolution des températures minimales.....	16
Figure II.9 : Evolution des températures moyennes annuelles.....	16
Figure II.10 : Carte topographique de la région de Relizane.....	17
Figure II.11 : Classification sismique des wilayas d'Algérie.....	18
Figure II.12 : Carte géologiques de la Willaya de Relizane.....	18
Figure II.13 : Délimitation et réseau hydrographique du bassin versant.....	21
Figure II.14 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Menasfa.....	24
Figure II.15 : Hiérarchisation du réseau.....	26
Figure.III.1 Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normal(GUMBEL)	37
Figure.III.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.....	39
Figure.III.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	40
Figure III.4 : Comparaison graphique entre GEV et Gumbel.....	42
Figure III.5 : Comparaison graphique entre GEV et Galton.....	43
Figure III.6 : Comparaison graphique entre Gumbel et Galton.....	43
Figure III.7 : Courbe de pluies de courte durée.....	45
Figure III.8 : Courbes d'intensités de courte durée.....	46

Figure III.9 Mode d'application de la méthode de Gradex.....	57
Figure III.10 : Hydrogrammes de crues.....	58
Figure IV.1 : canal naturel.....	61
Figure IV.2 : Canal à forme trapézoïdale.....	66
Figure IV.3 : Canal à forme rectangulaire.....	67
Figure IV.4 : l'énergie spécifique en fonction de profondeur.....	69
Figure IV.5 : Les différentes formes de courbes de remous.....	73
Figure IV.6 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	76
Figure IV.7 : Schéma général d'oued Menasfa.....	76
Figure IV.8 : Définition du tracé de l'oued et des sections.....	77
Figure IV.9 : Définition de la crue et des conditions aux limites.....	78
Figure IV.10 : Schéma d'un ressaut hydraulique.....	79
Figure IV.11 : Typologie des ressauts.....	79
Figure IV.12 : Profil en long du canal.....	85
Figure IV.13 : Vue en Plan en 3D de l'oued Menasfa avec les ouvrages d'arts, d'après la simulation par HEC RAS.....	85
Figure IV.14 : Section en travers de l'oued Menasfa au niveau du pont existant.....	86
Figure IV.15 : Ouvrage existant.....	86
Figure IV.16 : sections en travers après la simulation par HEC RAS (PK 1500)	87
Figure IV.17 : section en travers après la simulation par HEC RAS (PK 320)	87
Figure IV.18 : L'étendu de l'oued entre les quartiers.	88
Figure IV.19 : Coupe type de canal rectangulaire.	93
Figure IV.20 : Représentation de la courbe $H_s = f(h)$	94
Figure IV.21 : Représentation de la courbe $H_s = f(h)$	96
Figure IV.21 : Représentation de la courbe $H_s = f(h)$	97
Figure IV.21 : Représentation de la courbe $H_s = f(h)$	97
Figure IV.22 : Coupe en travers d'un canal en gabion.....	98
Figure V.1 : pelle à chenilles avec godet à position rétro.	110
Figure V.2 : bulldozer.	111
Figure V.3 : chargeur pneumatique.	110

Figure V.4 : camion à benne.	112
Figure V.5 : bétonnière en cours de fonctionnement.	112
Figure V.6 : calcul de déblai.	113
Figure V.7 : calcul de remblai.	114
Figure V.8 : Réseau à nœud	119
Figure V.9 : Diagramme de Gantt	119

Liste des Abréviations

A.N.R.H: L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques ;

D.R.E : Direction des ressources en eau

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

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau sous toutes ses formes (fleuves et rivières, lacs, marais, zones humides, nappes souterraines), joue des rôles multiples dans le fonctionnement des écosystèmes. Pourtant, elle est également source de graves difficultés en particulier dans les domaines de la santé et de l'environnement. Les évolutions climatiques engendrent parfois des crues ou inondations et orages brutaux qui sont, sans doute, le risque naturel majeur qui fait le plus de victimes et de dégâts à travers le monde.

Les inondations sont un risque dominant sur le territoire Algérien, comme partout dans le monde. Elles se manifestent souvent suite aux débordements des cours d'eau habituellement à sec (les oueds) dans les plaines agricoles. Cependant, au cours des dernières décennies, elles apparaissent de plus en plus fréquemment en zones urbaines, causant des pertes humaines et matérielles. En effet, la non maîtrise de l'urbanisation des zones inondables, là où se sont développées des habitations ou des activités ainsi que les constructions accrues de grands équipements et de structures routières et autoroutières, favorisent l'expansion des crues. D'ailleurs, les statistiques de la protection civile montrent qu'un tiers des communes sont susceptibles d'être inondées.

En raison de pressions économiques, sociales, foncières, les cours d'eau ont souvent été aménagés, couverts, déviés, augmentant ainsi la vulnérabilité des populations et des biens.

C'est le cas de la ville d'Oued Essalem qui a connu, ces dernières années, de nombreux épisodes de crues occasionnant d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain, débordements et défoncement des voiries, détérioration des infrastructures).

Face à cette situation alarmante, la protection de la ville et de sa population s'avère indispensable et urgente.

Notre étude est orientée dans ce sens, du fait que la commune d'Oued Essalem est traversée par Oued Menasfa et ses affluents qui sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc dans le but d'envisager des mesures structurelles qui puissent protéger les zones occupées le long de l'Oued Menasfa.

Pour ce faire, le travail est divisé en cinq volets : on entamera avec une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on traitera les pluies maximales journalières pour aboutir aux pluies maximales probables qui seront incluses dans le calcul des débits. Une fois les hydrogrammes estimés et en ayant des levés topographiques détaillés, on pourra étudier les écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'élaborer une carte d'inondation sur Oued Menasfa et ses affluents en associant les fonctionnalités des deux logiciels AutoCad Civil 3D et HEC-RAS. Cela nous permettra d'identifier les zones inondables de l'Oued. Dès lors, on saura proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée, et en faire une estimation quantitative et financière.

CHAPITRE I :

GENERALITES SUR LES INONDATIONS

I.1) Introduction :

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national, mais également en Afrique et dans le monde entier.

Les inondations sont parmi les catastrophes naturelles qui causent des dégâts matériels importants (infrastructures routières, bâtiments, véhicules, pertes indirectes, etc....), voire des pertes humaines matérielles dans le monde. Elles constituent le risque le mieux distribué sur la planète (White, 1999). De plus, leur grande fréquence dans certaines régions du globe, leur dépendance face aux changements climatiques et la pression démographique de plus en plus forte sur les rives des cours d'eau en font des événements de plus en plus préoccupants et difficiles à gérer.

Pour remédier à cette situation, l'amélioration de la prévision et de la prévention des inondations reste un outil essentiel. Une meilleure information des populations exposées et la diminution de la vulnérabilité des biens situés dans les zones inondables sont à privilégier.

Ce chapitre traite cette problématique qui est clairement liée au changement climatique. Il aura des conséquences sur l'évolution du débit des cours d'eau. Le risque d'inondation augmentera sur les territoires avec une prédominance des événements brutaux favorisant l'érosion des sols.

I.2) Terminologie :

I.2.1) L'inondation

L'inondation est une submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée. On parle d'inondation, quand les niveaux d'eau de la rivière dépassent la hauteur des berges, l'eau déborde alors dans la plaine, appelée également lit majeur.

I.2.2) La crue

Une crue se forme lorsqu'une forte quantité de pluie tombe sur le bassin versant. Il en résulte une montée des eaux, plus ou moins rapide en fonction de l'intensité de la pluie, de son étendue géographique, de sa durée, mais aussi de l'état de saturation des sols.

I.2.3) L'aléa

L'aléa inondation (faible, moyen ou fort) caractérise, à un endroit donné, l'intensité de l'inondation : sa hauteur, sa vitesse, sa durée, la probabilité qu'elle se produise.

I.2.4) L'enjeu

L'enjeu caractérise les biens, les activités économiques ou les êtres humains situés en zone inondable qui risqueraient d'être affectés en cas de crue.

I.2.5) Le risque

Le risque est évalué en croisant, sur un secteur donné, l'aléa et les enjeux.

I.2.5) La vulnérabilité

La vulnérabilité exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles de l'aléa sur les enjeux. Différentes actions peuvent la réduire en atténuant l'intensité de certains aléas ou en limitant les dommages sur les enjeux.

I.2.6) Le bassin versant

On définit ainsi la notion de bassin versant (ou bassin hydrographique) comme l'ensemble des pentes inclinées vers un même exutoire et qui y déversent les eaux de ruissellement. Ces bassins sont séparés par des lignes de partage des eaux. Le bassin hydrographique est déterminé sur la carte topographique par les lignes de crêtes. Il est généralement drainé par un cours d'eau.

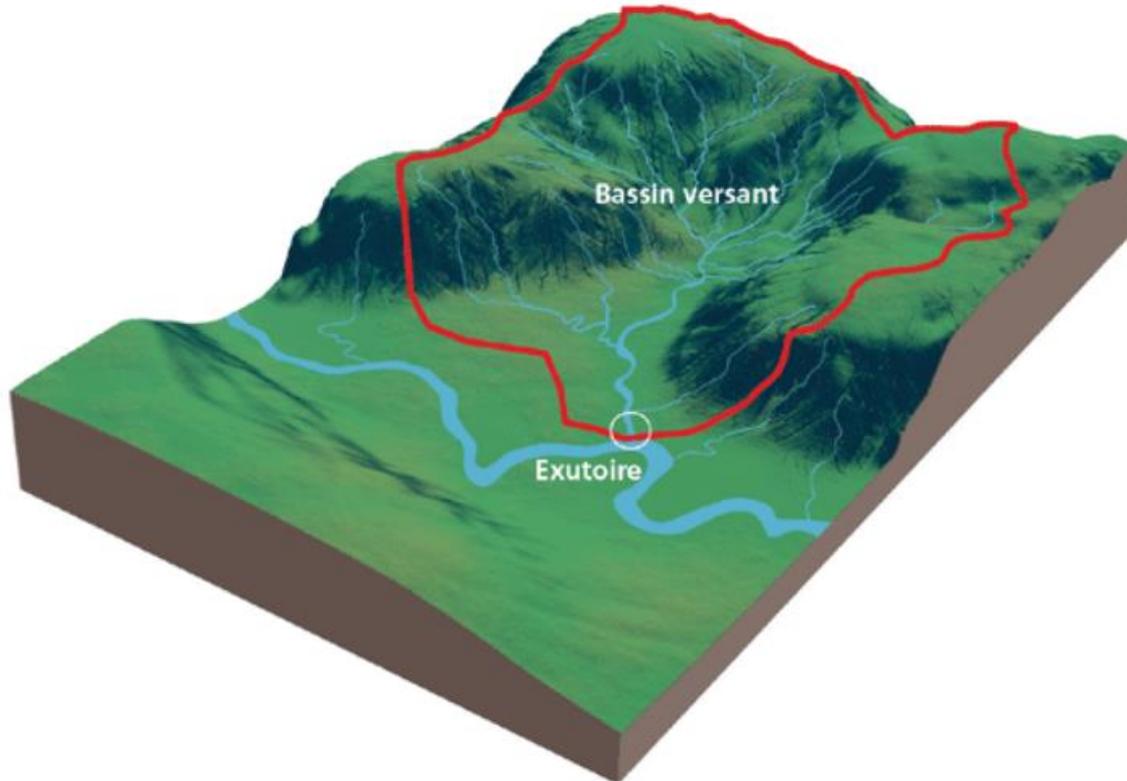


Figure I.1 : bassin versant

(Source : www.prim.net)

I.2.7) L'exutoire

Les exutoires sont les points bas de la topographie : les sources, les rivières ou la mer.

I.2.8) Le lit mineur

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



Figure I.2 : lit mineur

(Source : www.prim.net)

I.2.9) Le lit majeur

Le lit majeur comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles.



Figure I.3 : lit majeur

(Source : www.prim.net)

I.3) Généralités sur les inondations

I.3.1) les zones inondables

Une zone inondable, aussi appelée terrain inondable, est une entité géographique délimitée qui a été recouverte par les eaux à la suite d'une inondation.

Les zones inondables sont classées en deux catégories :

- celles liées aux inondations naturelles, délimitées sur des surfaces où les eaux d'une rivière ou d'un fleuve ont déposé des résidus. Il s'agit du lit majeur du fleuve.
- celles liées aux phénomènes exceptionnels qui peuvent se produire lors d'épisodes pluvieux importants.

Ces inondations peuvent être amplifiées par la présence d'obstacles qui bloquent les écoulements ou par les ruissellements rapides sur des terres nues ou des surfaces imperméabilisées.

I.3.2) Les différents types d'inondations

Les inondations peuvent avoir plusieurs origines :

- **le débordement d'une rivière** : y compris les débordements des petits cours d'eau à réaction rapide (thalwegs secs), les inondations des cours d'eau intermittents et les inondations des torrents de montagne (à partir d'une superficie de bassin versant de quelques km²).
- **le ruissellement** : L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) et par les pratiques culturales limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues.
- **la remontée de nappes souterraines** : Après une ou plusieurs années pluvieuses, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise : on parle d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines. Ces inondations sont possibles dans certaines zones marécageuses.
- **la submersion marine** : Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (forte dépression et vent de mer) et marégraphiques sévères provoquant par exemple des ondes de tempête. Au sens large, les inondations comprennent également les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues) et les inondations dans les estuaires. Ces dernières résultent de la conjonction de la crue des fleuves, de fortes marées et de situations dépressionnaires (régime de tempête).

I.3.3) Le risque inondation

I.3.3.1) L'influence des facteurs anthropiques

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des cours d'eau.

- **L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables**
Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (vulnérabilité).
- **La diminution des champs d'expansion des crues**
Consécutives à l'urbanisation et parfois aggravées par l'édification de digues ou de remblais, elle a pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.
- **L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau**
Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel.
- **L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants**
Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux.

I.3.4) Les inondations dans le monde

Tableau I.1 : Evènements marquants dans le monde

Événement	Lieu	Date	Bilan : nombre de morts
Inondation de la Saint-Félix	Pays bas	1530	400 000
Inondation du fleuve jaune	chine	1887	1 450 000
Inondation de Hanoi	République démocratique du Viêt Nam	1971	100 000
Tsunami dans l'océan Indien	Indonésie	2004	230 000

(Source : « UC Davis Magazine, Summer 2006: Epidemics on the Horizon » [archive](consulté le 29 août 2014))



Figure I.4 : Inondation de Nîmes le 3 octobre 1988

(Source : www.nimes.fr)

I.3.4) Les inondations en Algérie

Parmi les quatorze risques majeurs répertoriés par l'ONU, le risque d'inondation en Algérie fait partie des dix risques majeurs présents sur le territoire et cités par la loi 04-20 du 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable (J.O.R.A., 2004). Il est en deuxième position après les séismes et les risques géologiques dans le classement national des risques majeurs, vu l'ampleur des dégâts matériels et immatériels engendrés.

I.3.4.1) Les événements historiques en Algérie

Les catastrophes de la dernière décennie et de ce début de siècle montrent à quel point l'ensemble du territoire est vulnérable, qu'il agisse de zones urbaines ou rurales.0

Tableau I.2 : Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1974 – 2008)

Année	Localisation	Dégâts	Victimes
28 au 31 mars 1974	Alger et Tizi-Ouzou	4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées	52 morts
22 août 1983	Djelfa	200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux	10 morts 10 blessés
03 février 1984	les wilayas de l'Est Algérien	Jijel : 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars. Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.	20 morts 3 disparus

Suite tableau I.2 : Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1974 – 2008)

		Skikda : 8000 habitations envahies. Guelma : 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %. Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.	
29 septembre au 02 octobre 1994	Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès	Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars. Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique. Mascara : importants dégâts matériels.	13 morts
14 janvier 1999	Adrar		2 morts Plusieurs disparus
28 septembre 2000		Treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux	1 mort 1 disparu
24 octobre 2000	Sidi Bel Abbès, Tissemsilt Theniet El Had, Chlef et Ain Defla		2 disparus
26 novembre 2007	Boumerdes	Dizaine des ponts détruits	3 morts
1 octobre 2011	El Bayadh	des dégâts matériels estimés à près de 6 milliards de dinars	11 victimes, 01 fillette disparue, 34 blessés et 150 familles sinistrés

(Source : AISSAT Ryma « mémoire de fin d'étude »)

I.3.4.2) Les événements les plus meurtriers en Algérie

- **les 9 et 10 novembre 2001 à Bâb El Oued** (bassin versant de l'oued Koriche-Alger) qui a fait plus de 772 morts, 320 blessés, 126 disparus et plus de 30 milliards de dinars de pertes matérielles (259 millions d'euros). [Les pertes économiques représentent pratiquement la totalité de la banque de données présentée par manque d'informations sur les autres événements. Une recherche approfondie et détaillée est en cours afin d'arriver aux détails requis]. D'après les constats de la Protection Civile, la cause principale était la formation d'un barrage de déchets autour de protections contre les passages illégaux. Ces derniers s'opéraient dans les grandes canalisations, en sous-bassement, visitables de l'oued.
- **Le 1er et 2 octobre 2008 dans la région de Ghardaïa**, avec 43 morts, 86 blessés et 2,5 milliards de dinars (21,6 millions d'euros), dont 2 milliards de dinars pour les infrastructures publiques.

Il est évident que la gestion d'eau dans cette région était l'un des domaines où excellaient ses habitants. Cependant, la forte urbanisation de la région et l'absence de conscience collective ont amené à une sous-estimation des charges que peuvent engendrer une forte pluviométrie.



Figure I.5 : Inondation de Ghardaïa, octobre 2008

I.4) Conclusion

En Algérie l'affectation inadéquate des sols (Ghardaïa), la mauvaise gestion hydraulique (Ain Defla, Bouira et Tizi Ouzou), la «distraction» (réaffectation) des terrains agricoles au profit de terrains urbanisables (La Mitidja, essentiellement la zone d'Alger), les palmeraies urbanisées, ainsi que d'autres actions de planification territoriale et urbaines ont démontré que ce sont les causes principales de ces événements catastrophiques.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1) Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase prépondérante qui consiste à la description du site des points de vue géologiques, hydrologiques, démographiques, climatiques et hydrauliques.

La collecte complète des données fiables est donc nécessaire pour mener à bien le projet.

II.2) Situation géographique de la zone d'étude :

La Wilaya de Relizane se situe au Nord-Ouest du territoire national, elle se situe à environ 300 km de la capitale d'Alger, 60 km du port de Mostaganem et à 120 km de l'aéroport d'Oran, entre la longitude 0° 33' 21'' Est et entre la latitude 35° 44' 14'' Nord.

Source : (C.N.T.C & SOGREAH, 2013).

Elle est limitée :

- au Nord, par la wilaya de Mostaganem ;
- à l'Ouest par la wilaya de Mascara ;
- à l'Est par la wilaya de Chleff ;
- au Sud par les wilayas de Tiaret et Tissemsilt ; (**Figure II.1**).

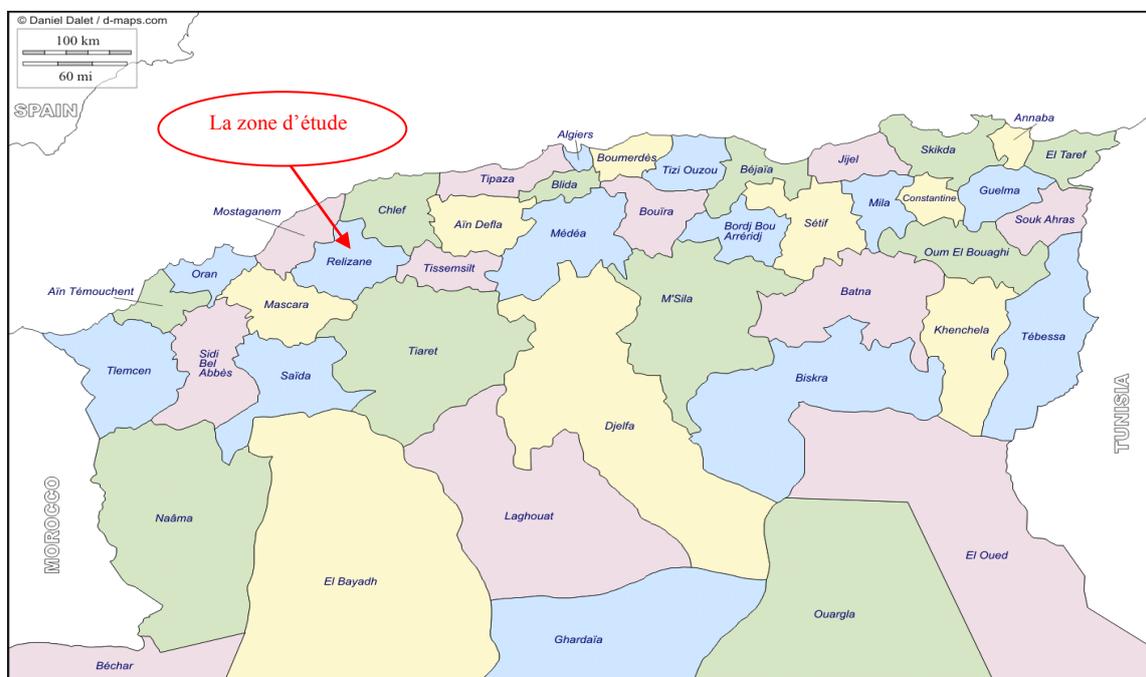


Figure II.1 : Localisation géographique de la wilaya de Relizane

II.3) Localisation de la commune d'Oued Essalem:

Oued Essalem est une commune de la wilaya de RELIZANE. Elle est limitée :

- Au Nord par Mendes et Sidi Lazrag ;
- Au Sud-Est par Rahouia ;
- à l'Ouest par Sidi Ahmed Ben Aouda ;
- Au Sud par Oued El Abtal, Ain Ferah et Djilali Ben Amar ; **(Figure II.2 et II.3)**

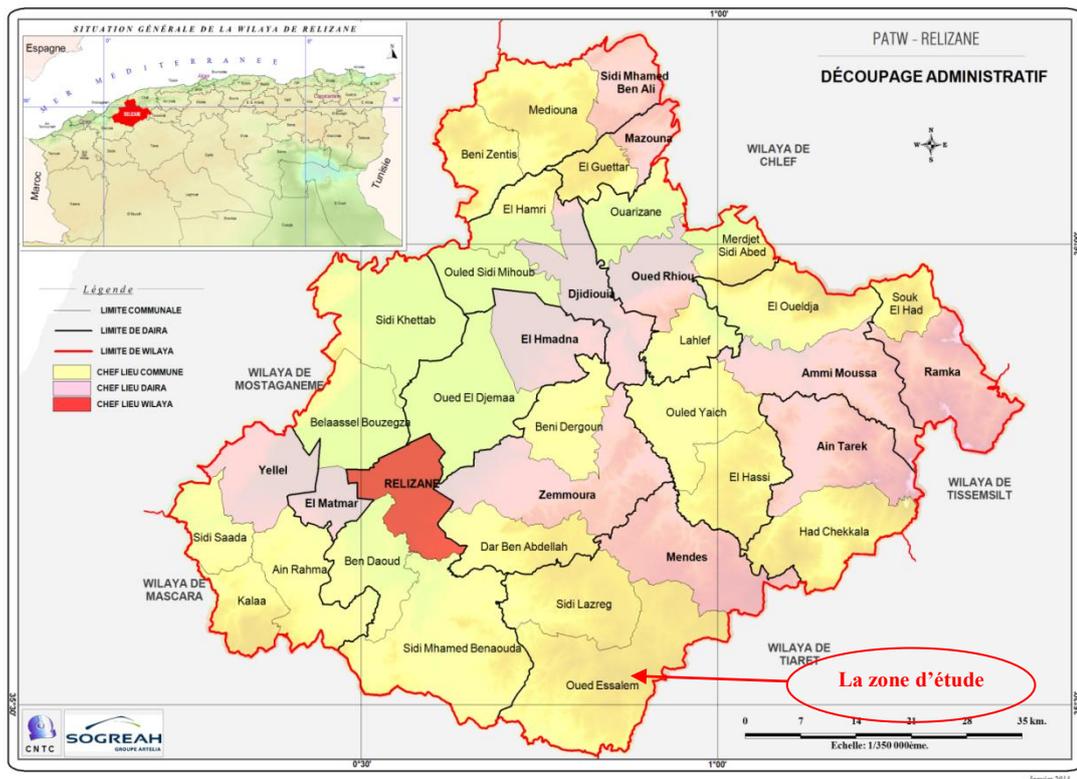


Figure II.2: Localisation géographique de la commune d'Oued Essalem

Source : (C.N.T.C & SOGREAH, 2013)



Figure II.3 : Vue satellitaire de la ville d'Oued Essalem (Source : Google Earth).

II.4) Description de la commune d'Oued Essalem :

La commune d'Oued Essalem compte parmi les communes les plus importantes dans le domaine agricole, Elle s'étend sur une superficie de **631,5 km²**

Cette superficie est constituée d'une plaine assez vaste, bordée vers le Nord par les Monts de Béni-Chougrane et Ouarsenis. Cette plaine est composée par les plaines de la Mina et du Bas Cheliff. Source (ABH, 2006).

II.5) Population et évolution démographique :

D'après le dernier recensement de la population effectué en **2008** le nombre d'habitants de la commune d'Oued Essalem est de **6945**, le taux d'accroissement est de 2,3. (source :DRE RELIZANE)

II.5.1) Evolution de la population :

On peut estimer le nombre d'habitant pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^N$$

Avec :

- P_n : Nombre d'habitant à l'horizon futur.
- P_0 : Nombre d'habitant à l'année de base.
- T : taux d'accroissement, (2,3%).
- N : écart d'année entre les deux horizons.

L'estimation de l'évolution de la population pour les différents horizons est récapitulée dans le **tableau II.1** et la **figure II.4**

Tableau II.1: L'évolution de la Population pour différents horizons pour Oued Essalem.

Désignation	Population (nombre d'habitants)								
	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Oued Essalem	6945	8143.0	9123.5	10222.1	11453.0	12832.1	14377.2	16108.4	18048.1

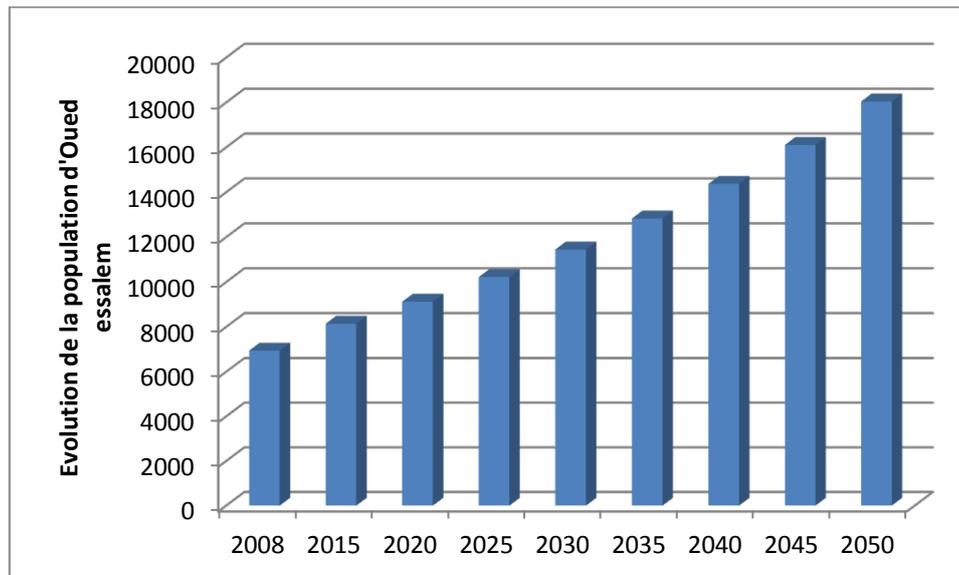


Figure II.4 : Evolution de la population d'Oued Essalem

II.6) Situation climatique :

II.6.1) Climat

La commune d'Oued Essalem appartient à l'étage bioclimatique Semi Aride, cette particularité est déterminée par les paramètres climatiques à savoir les précipitations et les températures. L'analyse de l'évolution de ces deux facteurs permet de constater la tendance climatiques de la régions dont la variabilité est ressentie et marquée par la fréquence plus accrue de vague de chaleur avec des épisodes pluvieux.

II.6.2) Pluviométrie

Selon les données de la station météorologique de Relizane l'analyse de série pluviométrique de la période allant de 1970 à 2015 de la région d'étude montre une irrégularité dans les régimes de précipitations annuelles.

La station de Relizane est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le **tableau II.2**

Tableau II.2 : Identification de la station pluviométrique

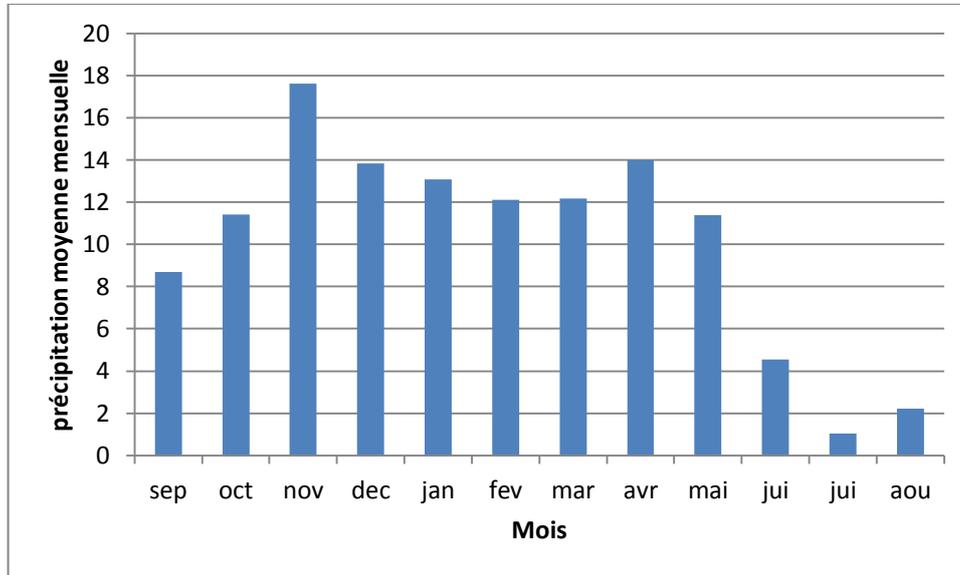
La station	Code	X (km)	Y (km)	Altitude (m)	Période d'observation
Relizane	013505	304.25	275.3	75	1970-2015

Source : ANRH Alger

Tableau II.3 : Pluies maximales journalières

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	Juil	aout
Pluie(mm)	8,70	11,42	17,62	13,84	13,08	12,10	12,18	14,00	11,38	4,54	1,05	2,23

(source : ANRH Alger)

**Figure II.5 : Répartition mensuelle des précipitations****II.6.3) Température :**

Le bassin versant du drain principal de la zone d'Oued Essalem est caractérisé par une température sèche et chaude de mai à septembre et par une température relativement humide d'octobre à avril.

Le tableau illustre les valeurs de températures enregistrées à la station de RELIZANE qui s'éloignent à quelques dizaines de km du bassin.

Tableau II.4 : Répartition mensuelle des températures moyennes

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mais	Juin	Juill	Aout	Moy Ann
Moy	24.51	21.34	15.28	12.41	9.08	10.7	13.62	15.74	20.20	25.7	28.7	28.25	18.79

Source : ANRH Alger

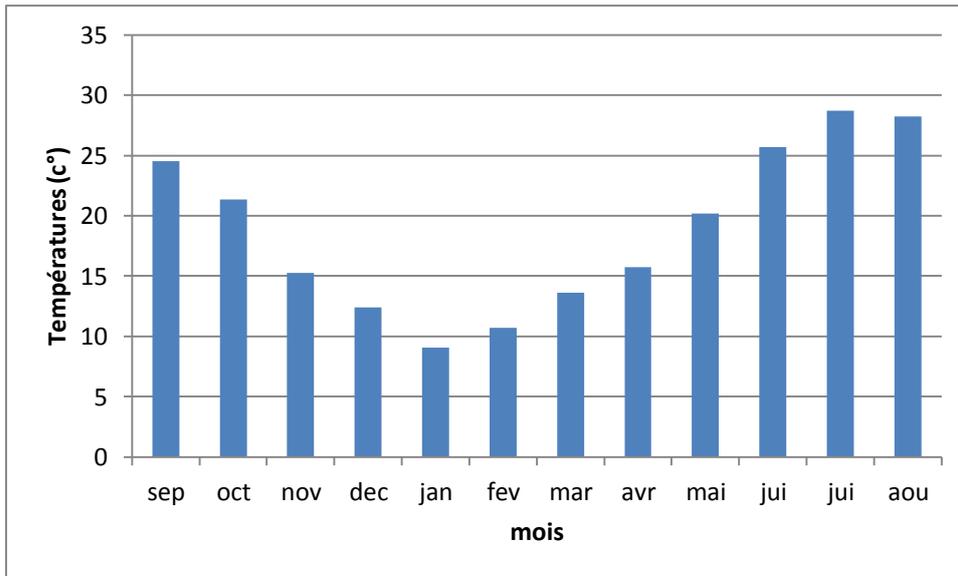


Figure II.6 : Répartition mensuelle des températures moyennes

II.6.3.1) Evolution des températures maximales

Depuis des années, les températures de toutes les régions méditerranéennes enregistrent une nette tendance à l'augmentation.

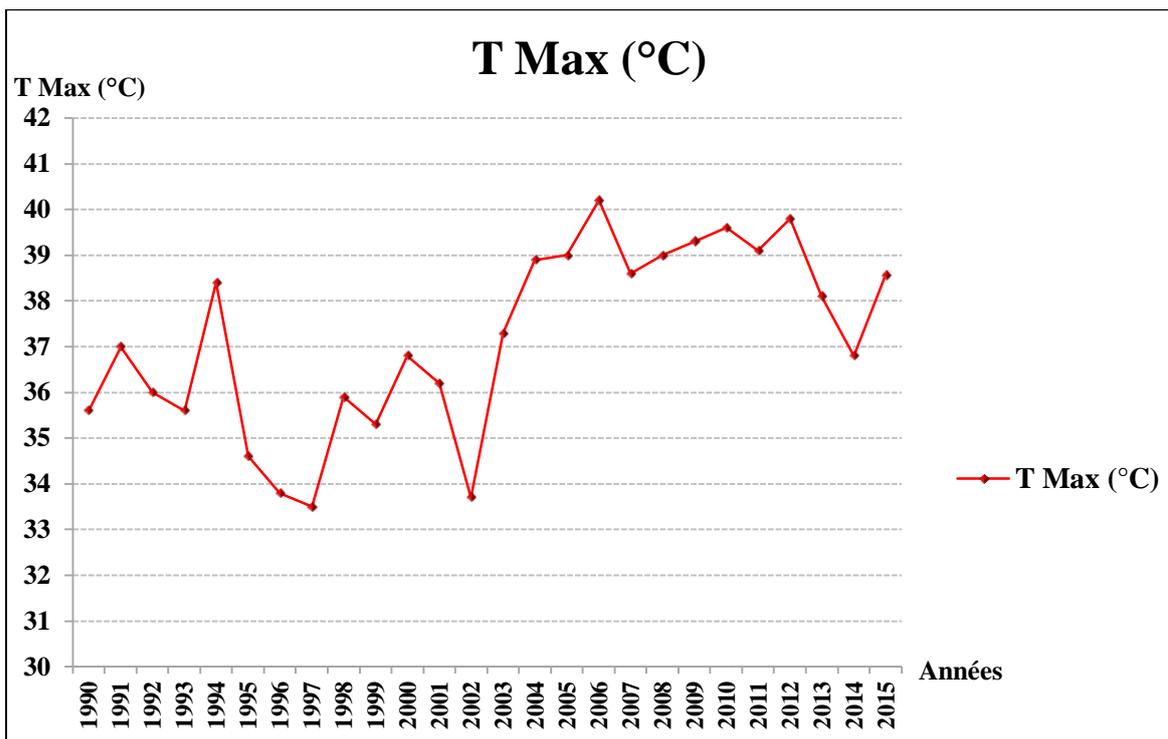


Figure II.7 : Evolution des températures maximales

II.6.3.2) Evolution des températures minimales

L'analyse de la tendance des températures minimales permet de vérifier la tendance du climat et dégager les amplitudes thermiques. Ces températures sont surtout conditionnées par les températures hivernales.

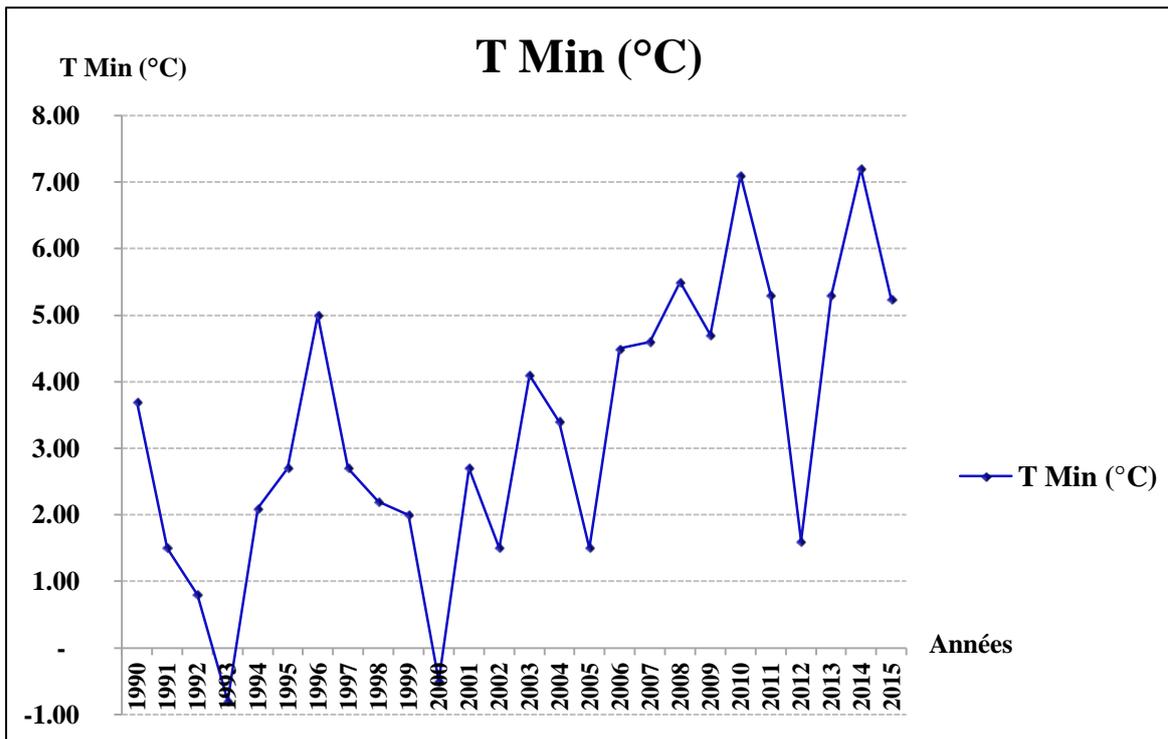


Figure II.8 : Evolution des températures minimales

II.6.3.3) Evolution des températures moyennes annuelles

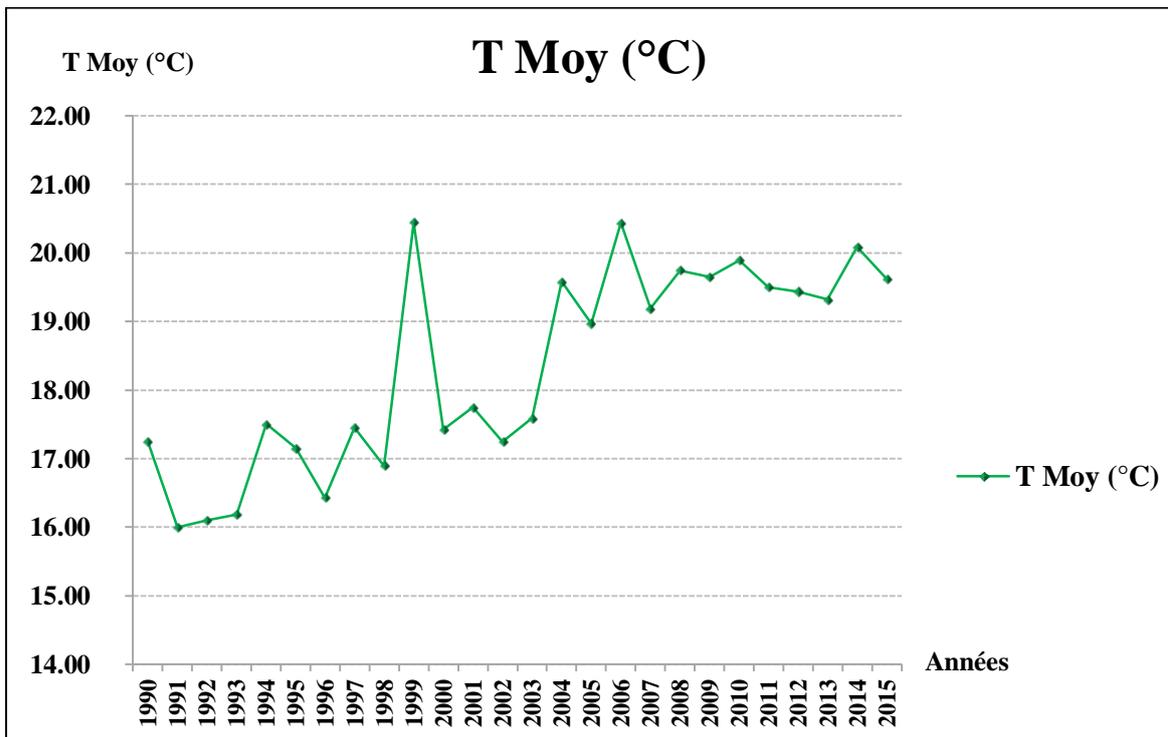


Figure II.9 : Evolution des températures moyennes annuelles

II.7) Situation topographique :

Le relief est un facteur essentiel qui détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et la rétention superficielle. C'est l'un des principaux éléments dans le comportement hydrologique d'un bassin. (**Figure II.10**)

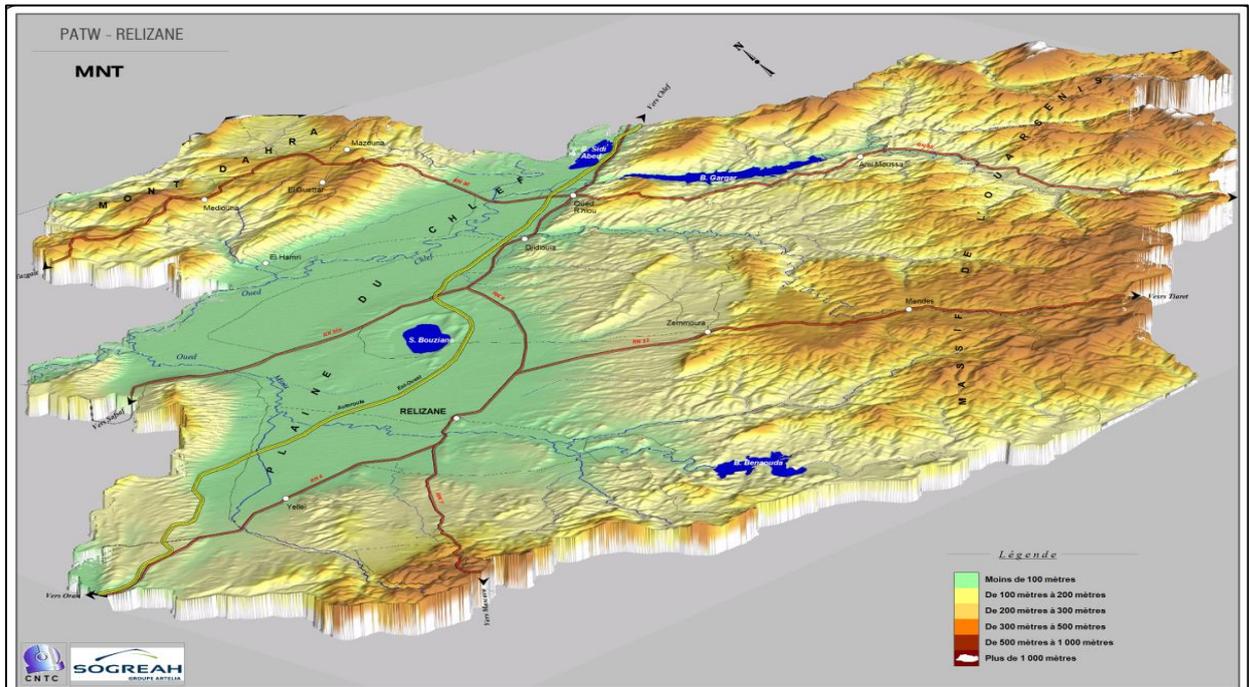


Figure II.10 : Carte topographique de la région de Relizane (Source : DRE Relizane)

II.8) Sismicité

Le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II.a et II.b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.

La Figure II.11 montre que notre zone d'étude est classée en zone **II a** ; soit une zone à sismicité moyenne.

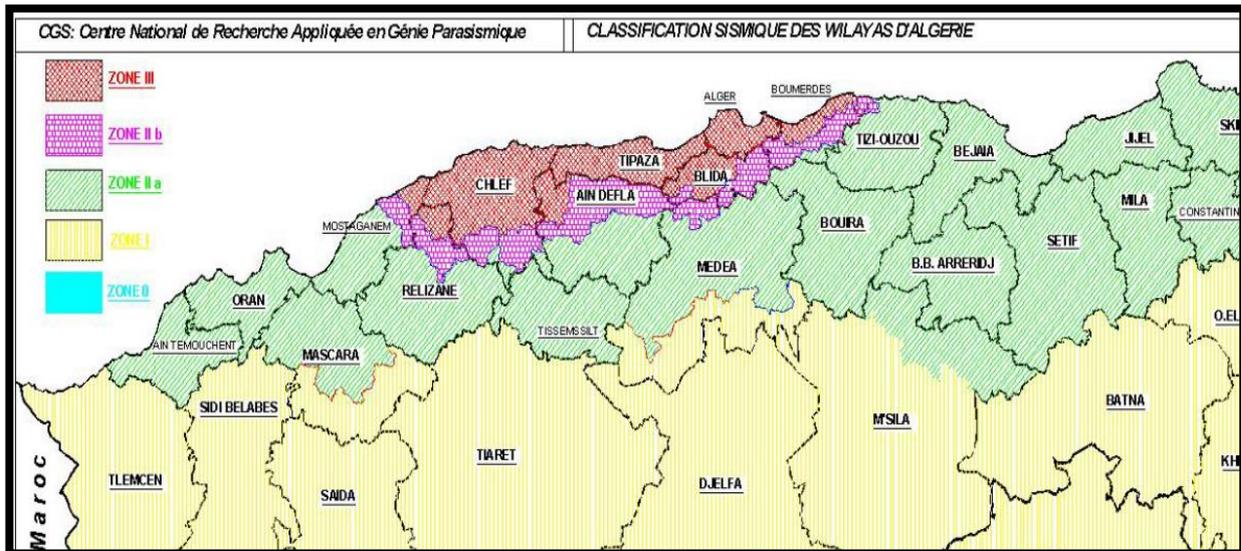


Figure II.11 : Classification sismique des wilayas d'Algérie.

II.8) Situation géologique :

La région d'étude fait partie du bassin du Chéelif qui constitue une zone de transition entre les massifs de Dahra au Nord et de l'Ouarsenis au Sud. Les dépôts du Mio-Pliocène à Quaternaire correspondant à l'autochtone post-nappe sont largement développés dans la région. Au Nord, les formations des unités mi-telliennes forment le revers Sud du massif du Dahra. Au Sud-Est, ce sont les dépôts des unités de Chouala et Sénoniennes qui occupent les contreforts occidentaux du massif de l'Ouarsenis. **Figure II.12**

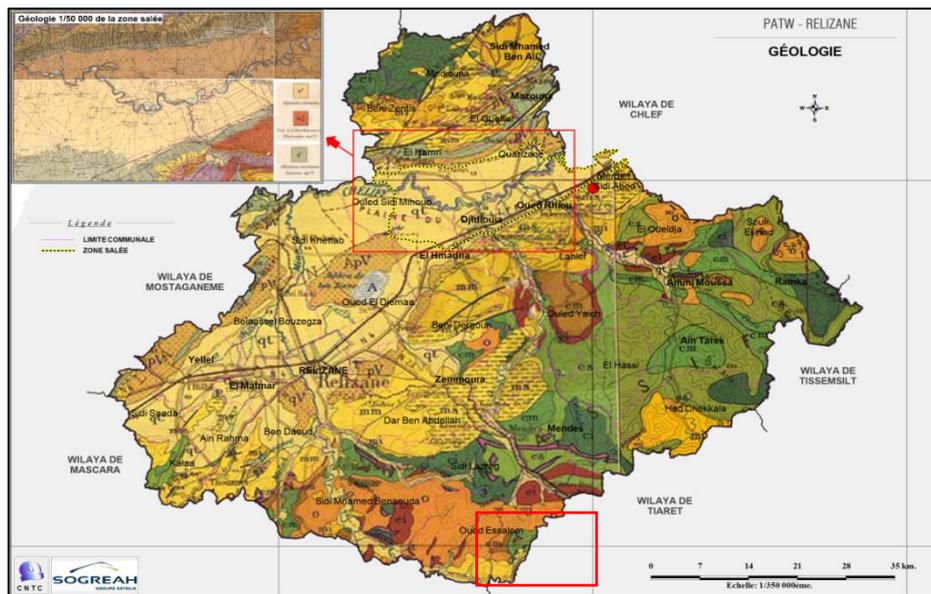


Figure II.12 : Carte géologiques de la Wilaya de Relizane (Source : DRE Relizane)

Les formations géologiques qui affleurent au niveau du territoire de la Wilaya de Relizane du plus récent au plus ancien sont :

Les terrains du Quaternaire

Ces terrains sont très développés dans la zone d'étude, ils affleurent essentiellement dans les plaines de la Mina et du bas Chéelif. Ils sont constitués par des calcaires lacustres et marins du Villafranchien (qV), grés marins et formations dunaires du Cambrien (qC) recouvert à leurs tour par de dépôts alluvionnaires, regs et terrasses du Quaternaire terminal (q^b) ; l'épaisseur de cette formation est de 40 à 50 m. A l'intérieur de cette formations affleure Sebkhate de Ben Ziane qui est constitué par des alluvions actuelles, chotts et limons croute gypso-salines(A).

Pliocène

Il est constitué par deux faciès : Faciès marin transgressif sur les séries gypseuses et représenté par des marnes bleues à la partie inférieure et de grés Astiens dans la partie supérieure (épaisseur = 100m). Faciès continental est représenté par le dépôt de formations grés-sableuses et argiles-limoneuses (épaisseur = 100 à150).

Ces deux formations géologiques occupent les fonds des vallées et des Oueds, les plaines et leurs contours jusqu'au piémont des zones de transition et renferment la majorité des nappes phréatiques.

Miocène

Les formations géologiques du Miocène sont constituées par :

- Formation terminale (ms) : Représentée par des marnes à tripolis avec passé calcaire et des lits de silex (épaisseur = 80 m), des calcaires à lithothamniées à nodules et filons de gypse. Une série gypseuse médiane (épaisseur = 300m) renfermant 50% de gypse.
- Formation médiane (mm) : Composée à la base d'une série détritique de conglomérats, de grés grossiers marneux et de marnes bariolées sableuses à filonnets de gypse surmontée d'une série de marnes bleues plus au moins sableuse, recouvertes par des éboulis de pente calcaires(épaisseur = 500 m). Ce type de formation est considéré comme un début d'une série sédimentaire en discordance (discontinuité spatio-temporelle) angulaire sur une autre série sédimentaire après des mouvements tectoniques.
- Formation de base (mi) : Composée de marnes bleues à bancs de grés calcaires et de conglomérats d'une puissance de 100 à 150 m d'épaisseur.

Oligocène

Il est constitué de marno-calcaires et des calcaires à silex (épaisseur = 100 m).

Eocène

Il est constitué de calcaires et de marnes à silex (épaisseur = 200 à 250 m). Les formations géologiques du Miocène, oligocène et éocène occupent la majorité des zones de collines et de piémonts.

Crétacé

Il est composé de trois(03) formations :

- Crétacé supérieur de l'unité Sénonienne (ci) : il est formé des marnes et de calcaires avec une épaisseur moyenne de 200 m.
- Crétacé inférieur et moyen (cm) : Il est constitué par des marnes grises ou noirâtres gris bleutés.
- Crétacé inférieur des unités telliennes (cs) : Il est représenté par des argiles noires, des marnes du Néocomien, par la série pélitique terrigène du Barrémien-Albien et des alternances

Variables de marnes sombres et des bancs calcaires du Vraconien-Cénomaniens, épaisseur totale de cette série est de 200m. Les formations géologiques du crétacé occupent la majorité des zones de montagne.

Trias

Il est représenté essentiellement par des diapirs renfermant à la base du sel massif et au cap de l'anhydrite et des calcaires dolomitiques. Cette formation géologique est généralement liée aux accidents géologiques (failles) ; L'affleurement du trias est faible dans la région, il est en contact avec les formations du Crétacé au niveau du mont d'Ouarsenis et Beni Chougrane. Au niveau de la trainée de l'Oued Ben Demia montre que ces gypses sont associées à des dolomies, des calcaires dolomitiques et des marnes rouges à des cristaux de quartz b-pyramidé.

II.9) Etude hydro morphologique du bassin versant :

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques ont été calculées à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50 000 de RELIZANE ; fournies par l'Institut National de Cartographie et Télédétection (INCT) dont le numéro est :

NI-31-XIX-4 Est

Le calage de cette dernière ainsi que le calcul des caractéristiques a été fait par le logiciel (**ArcMap 10.2.2**).

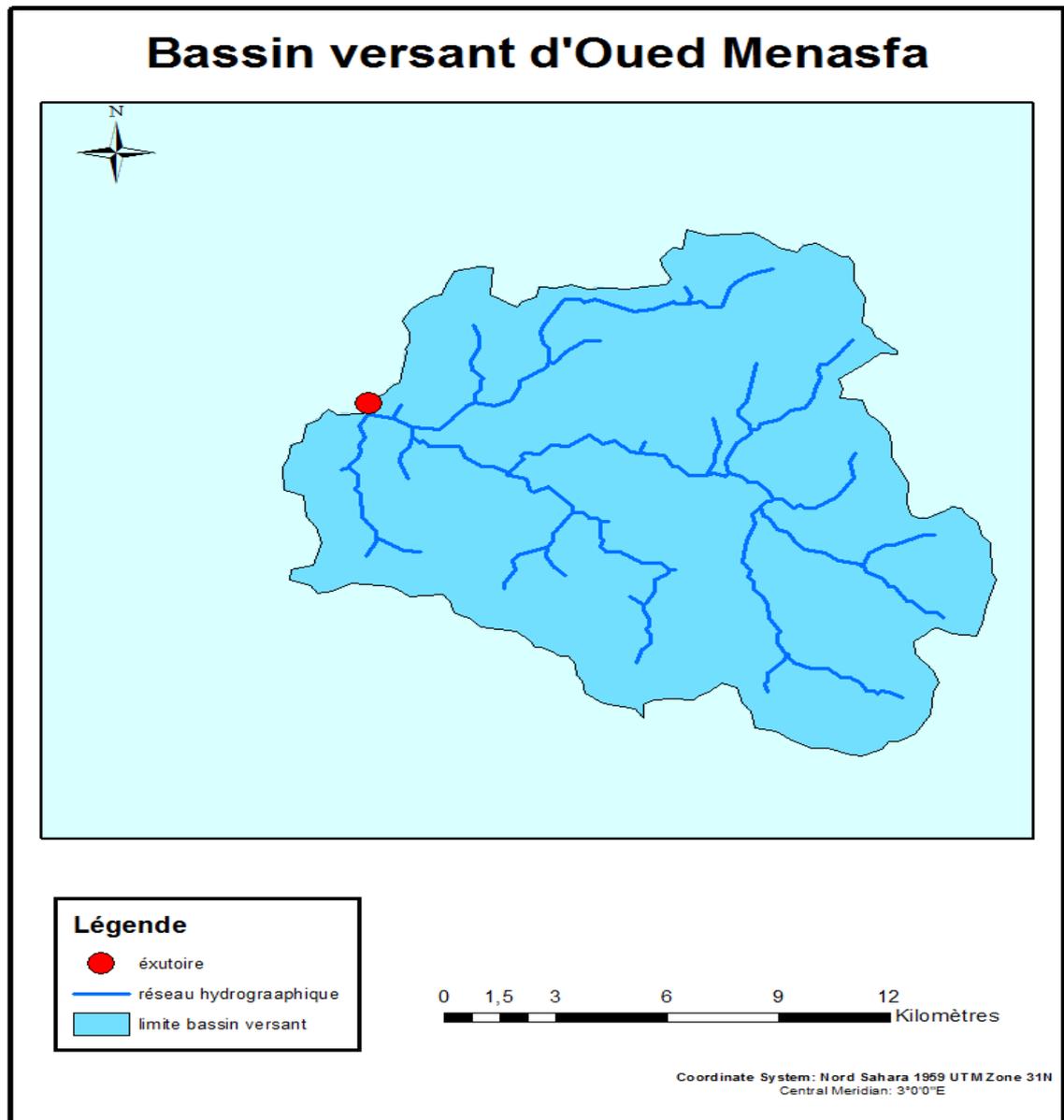


Figure II.13 : Délimitation et réseau hydrographique du bassin versant

II.9.1) Caractéristique morphométriques du bassin versant d'oued Menasfa :

II.9.1.1) Surface : C'est la première et la plus importante des caractéristiques, Elle représente la surface de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau.

$$S = 209,434236 \text{ Km}^2$$

II.9.1.2) Périmètre : C'est la limite extérieure du bassin.

$$P = 72,716347 \text{ Km}$$

II.9.1.3) Longueur du cours d'eau principal :

$$L_c = 23,58 \text{ km}$$

II.9.1.4) Forme : La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire.

a. Indice de compacité de Gravelius K_c

Le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

P : Périmètre du bassin versant ;
S : surface du bassin versant.

$$K_c = 1.41$$

Cette valeur caractérise un bassin de forme plutôt allongée, alors le temps de concentration sera long, et la crue se manifestera progressivement à l'exutoire.

b. Facteur de forme R_f

Défini par Horton, ce paramètre est le rapport entre la superficie du bassin et le carré de sa longueur maximale

$$R_f = \frac{S}{L_c^2} \dots\dots\dots (II.2)$$

$$R_f = 0.38$$

S = l'aire totale du bassin de drainage (km²);
L = longueur du cours d'eau principal (km).

c. Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est le rectangle de longueur L et de largeur l qui a la même surface et le même périmètre que le bassin versant.

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules (II.3), (II.4)

(source : ROCHE, 1963 in TOUAIBIA ,2004)

La longueur L

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.3)$$

$$L = 29,18 \text{ Km}$$

La largeur l

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.4)$$

$$l = 7,18 \text{ Km}$$

Avec :

Kc : Indice de compacité de Gravelius,

S : Superficie du bassin versant en km,

L : Longueur du rectangle équivalent en km,

l : Largeur du rectangle équivalent en km.

d. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la formule (II.5)

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots(II.5)$$

L : la longueur du talweg principal S : la superficie du bassin versant.

$$Ca=2.65$$

II.9.2) Relief

II.9.2.1) Caractéristiques des altitudes

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques.

- L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas (généralement à l'exutoire).
- L'altitude médiane ou H50 est déterminée sur la courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne Hmoy est calculée par la formule (II.6).

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(II.6)$$

$$H_i = \frac{H_{1+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots(II.7)$$

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m ;

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km² ;

ST: surface totale du bassin versant en km² ;

Tableau II.5 : Altitude moyenne

Altitude (m)	Élévation moyenne Hi (m)	Surface partielle Si (km ²)	Hi Si
500-550	525	4,19	2199,75
550-600	575	18,1	10407,5
600-650	625	36,54	22837,5
650-700	675	55,75	37631,25
700-750	725	51,44	37294
750-800	775	28,6	22165
800-850	825	12,49	10304,25
850-900	875	2,11	1846,25
total		209,22	144685,5

$$H_{moy} = 691.55m$$

II.9.2.2) Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte NI-31-XIX-4 Est à l'échelle 1/50 000.

L'aspect général de la courbe hypsométrique nous donne une idée sur le relief ainsi que l'état de l'érosion du bassin.

Tableau II.6 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes

Altitudes	Surfaces partielles	Surfaces cumulées	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
<i>M</i>	<i>Km²</i>	<i>Km²</i>	%	%
500-550	4,19	4,19	2,00	2,00
550-600	18,10	22,29	8,65	10,65
600-650	36,54	58,83	17,47	28,12
650-700	55,75	114,57	26,65	54,77
700-750	51,44	166,01	24,59	79,35
750-800	28,60	194,61	13,67	93,02
800-850	12,49	207,10	5,97	98,99
850-900	2,11	209,21	1,01	100,00

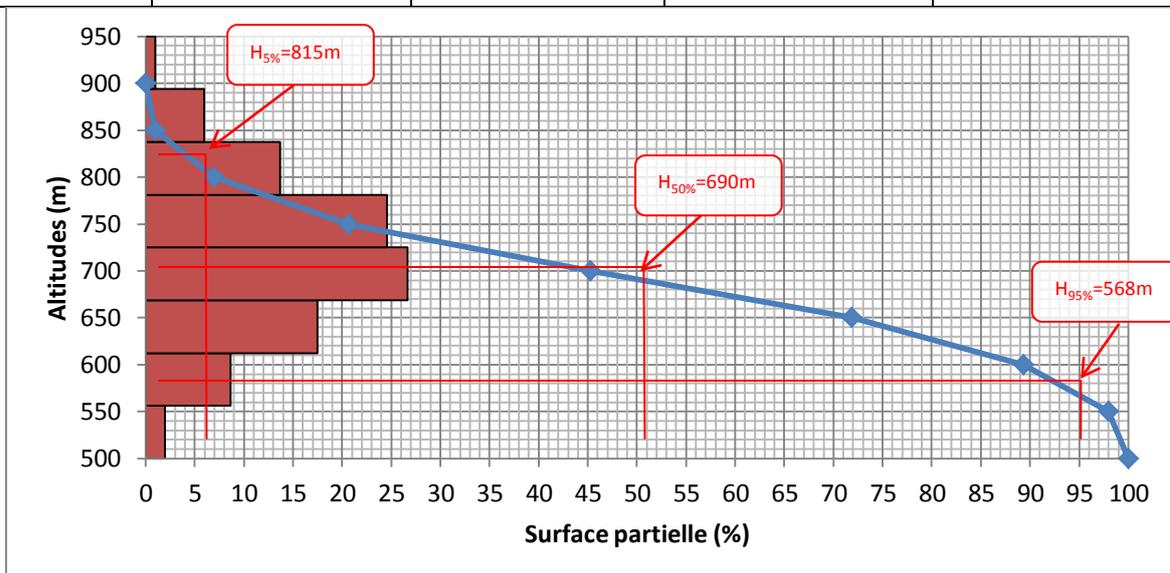


Figure II.14 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Menasfa

II.9.2.3) Les indices de pente

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique du bassin.

Indice de pente globale

Il 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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (II.8)$$

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

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: Sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$ tirées à partir de la courbe hypsométrique (figure II.14).

$$I_g = 8,46 \text{ m/km}$$

- **Indice de pente de Roche :**

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots \dots \dots (II.9)$$

L : Longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

S_i : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} (m).

Tableau II.7 : Indice de pente de roche

H_i (m)	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
900			
850	50	2	10,00
800	50	8,65	20,80
750	50	17,47	29,56
700	50	26,65	36,50
650	50	24,59	35,06
600	50	13,67	26,14
550	50	5,97	17,28
500	50	1,01	7,11

$$I_p = 33.77\%$$

- **Pente moyenne du bassin versant**

$$I_{moy} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (II.10)$$

ΔH : Dénivelée (m)

L : Distance séparant les deux points (m)

$$I_m = 27.64 \%$$

II.9.3) Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant, c'est donc l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents, ou temporaires qui participent à l'écoulement.

II.9.3.1) Hiérarchisation du réseau

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et ses affluant). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau.

Parmi les différentes classifications, nous adopterons celle de Strahler (1957) :

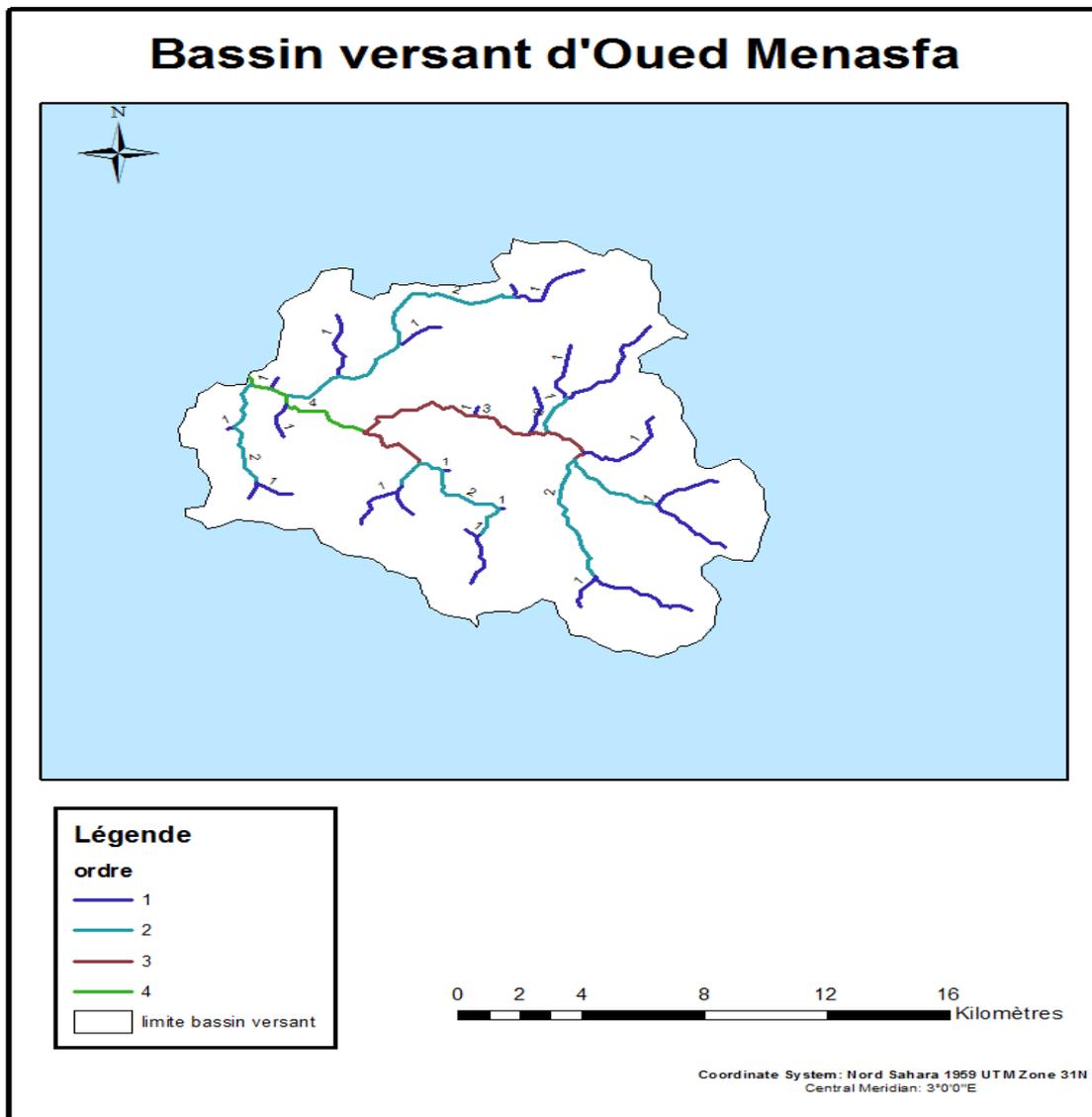


Figure II.15 : Hiérarchisation du réseau

II.9.3.2) Densité de drainage :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs du bassin versant, à la surface. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissèlement de surface , elle est exprimée en km/km².

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

$\sum L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (Km).

$$D_d = 0.45 \text{ Km/Km}^2$$

II.9.3.3) La pente moyenne du cours d'eau principale

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

$$P_{\text{moy}} = 0.01$$

Avec : P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distance [m] ;

ΔL : longueur entre ces deux points [km].

II.9.3.4) Densité du thalweg élémentaire

$$F_i = \frac{N}{S} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

N : Nombre de thalweg d'ordre 1 ;

S : Superficie du bassin versant ;

$$F_i = 0.15 \text{ km}^{-2}$$

II.9.3.5) Le temps de concentration :

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes ;

$$T_c = \max(\Sigma(T_h + T_r + T_a)) \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

a. Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant en [m].

b. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0,87L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right]^{0,385} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Où :

L : longueur du cours d'eau principal en(Km);

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m);

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en (m).

c. Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,39 \left(\frac{L}{\sqrt{I_{\text{moy}}}} \right)^{0,77} \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

L : Longueur du cours d'eau principal en (km)

I_{moy} : pente moyenne de cours d'eau principal en (%)

Tableau II.8 : Résultats de calcul du temps de concentrations

formules	Tc (heure)
S.C.S	3.63
GIANDOTTI	5.82
KIRPICH	1.24
La moyenne	3.57

Remarque : les résultats obtenus par différentes formules ne sont pas similaire, pour cela on prend le temps obtenue par celle de KIRPICH car elle nous donne le temps de concentration le plus faible, pour avoir la vitesse d'écoulement la plus élevée (alors le cas d'écoulement le plus défavorable).

Tc=1.24h

I.9.3.6) Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(\text{II.18})$$

L : Longueur de talweg principal en (Km);

T_c : temps de concentration en (heure);

$$V_R=19.02\text{km/h}$$

Tableau II.8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant d'Oued Menasfa

Caractéristiques	valeurs	
1. Morphométrie		
Superficie (S)	Km ²	209.43
Périmètre (P)	Km	72.72
Longueur de Rectangle équivalent (L _r)	Km	29.18
Largeur de Rectangle équivalent (l _r)	Km	7.18
Indice de compacité de Gravelius (K _C)	-	1.41
Coefficient d'allongement (K _p)	-	34.60
2. Le relief		
Altitudes maximal (H _{max})	m	900
Altitudes moyenne (H _{moy})	m	691.55
Altitudes médiane (H _{med})	m	700
Altitudes minimal (H _{min})	m	500
Altitudes 5 %	m	815
Altitudes 95 %	m	568
Indice de pente globale (I _g)	m/Km	8.46
Indice de pente de Roche (I _p)	m/Km	33.77
La pente moyenne du BV	%	27.64
Densité du thalweg élémentaire F _i	km ⁻²	0.15
3. Le réseau hydrographique		
Pente moyenne de cour d'eau principale	%	1
Longueur du thalweg principal (L)	Km	23.58
La densité de drainage (D _d)	Km/Km ²	0.45
Temps de concentration (T _c)	h	1.24
Coefficient de torrentialité (C _t)	-	1.28
Vitesse de ruissellement (V _r)	Km /h	19.02

II.9) Conclusion

Après la définition des données concernant notre agglomération du point de vue géographique, topographique, climatologique et démographique ainsi que l'hydromorphologie du bassin versant, nous procédons à élaborer une étude qui consiste à aménager l'oued Menasfa pour protéger l'agglomération de la ville d'Oued Essalem contre les inondations en temps de crues.

CHAPITRE III :

ESTIMATION DES DEBITS DE CRUE

III.1) Introduction

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois états : gazeux, liquide et solide ; l'une de ses branches principales est consacrée à l'analogie du débit des crues d'eau.

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables dès le début de la mise sur pied des projets d'usines hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation et de navigation fluviale. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une saine évaluation, non seulement des débits disponibles en moyenne, mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage).

L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.

Dans ce cadre nous procédons, dans ce qui suit, à une étude hydrologique du bassin versant d'Oued Menasfa. Cette étude consistera particulièrement aux :

- Traitement et analyse statistique des données.
- Statistiques des pluies maximales journalières de différentes fréquences.
- Calcul des débits maximum de projet.

III.2) Analyse des données pluviométriques

III.2.1) Pluies annuelles

Tableau III.1 : Série pluviométrique annuelle

Année	P _{ann} (mm)	Année	P _{ann} (mm)
1970	291,5	1993	222,5
1971	342,1	1994	204,6
1972	438,1	1995	386,9
1973	361,9	1996	177,5
1974	327,8	1997	227,2
1975	350,2	1998	223,6
1976	315,1	1999	180,3
1977	286,1	2000	365,4
1978	316,9	2001	272,1
1979	316,2	2002	259,7
1980	312,3	2003	294,1
1981	161,2	2004	255,5
1982	337,5	2005	319,4
1983	242,2	2006	321,9
1984	221,8	2007	236,2
1985	295,7	2008	350,6
1986	256,5	2009	375,2
1987	242,9	2010	349,3
1988	212,7	2011	364,6
1989	214,1	2012	476
1990	299,2	2013	323
1991	234,9	2014	296,5
1992	157,6	2015	322,9
pluie moyenne annuelle	P_{moy ann} = 289.99 mm		

III.2.2) Pluies maximales journalières

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

Dans l'objectif de déterminer les pluies maximales probables, on a établi à partir des mesures de la station de Relizane, une série de pluies maximales journalières. Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

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

III.3) Etude des précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique, afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée. Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajustement graphique de la loi choisie.
- Calcul du quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III.2 : Précipitations journalières maximales

Année	Pjmax	Année	Pjmax
1970	39,8	1993	23
1971	18,2	1994	23,7
1972	40,5	1995	30
1973	33,7	1996	28,3
1974	30,2	1997	18,6
1975	34	1998	30,3
1976	18,5	1999	27,3
1977	19,6	2000	40,4
1978	30,5	2001	61,6
1979	36,6	2002	22,7
1980	29,8	2003	34,8
1981	13,8	2004	27,5
1982	33	2005	29,3
1983	17,8	2006	34,8
1984	16,3	2007	25,9
1985	54,1	2008	33,8
1986	22,1	2009	25,9
1987	28,8	2010	32,5
1988	33,2	2011	64
1989	28,8	2012	41,1
1990	21,9	2013	35,5
1991	28	2014	22,6

Tableau III.3: Caractéristique de la série

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=46} X_i$	1400,20
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=46} X_i}{n}$	30,44
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ »	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{46} (x_i - \bar{x})^2}{46}}$	10.28
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.34

III.3.1) Choix de la loi d’ajustement

Il existe plusieurs méthodes d’ajustement des séries pluviométrique. L’efficacité d’une méthode d’estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l’échantillon et de certaines caractéristiques de l’échantillon. Dans notre étude on va ajuster notre série par trois lois différentes et de retenir celle qui est la plus adéquate, les lois d’ajustement sont :

- a. la loi de **GUMBEL**.
- b. la loi de **GEV**.
- c. la loi de **GALTON (log-normal)**.

L’ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel « **HYFREN** ».

L’étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu’on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- Affecter un numéro d’ordre aux valeurs classées ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

III.3.1.1) Ajustement à la loi de Gumbel

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution des valeurs extrêmes.

La fonction de répartition de la loi Gumbel s’exprime de la manière suivante :

$$P_{maxj} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III.1)$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (III.2)$$

avec:

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (III.3)$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, **x0** : sont déterminées par la méthode des moindres carrés ;

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure III.1)

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau III.4

Tableau III.4 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	62.4	4.79	53.3 - 71.8
50.0	0.9800	56.8	4.16	48.7 - 65
20.0	0.9500	49.4	3.34	42.9 - 56
10.0	0.9000	43.7	2.73	38.4 - 49.1
5.0	0.8000	37.8	2.12	33.6 - 41.9

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre (Figure III.1)

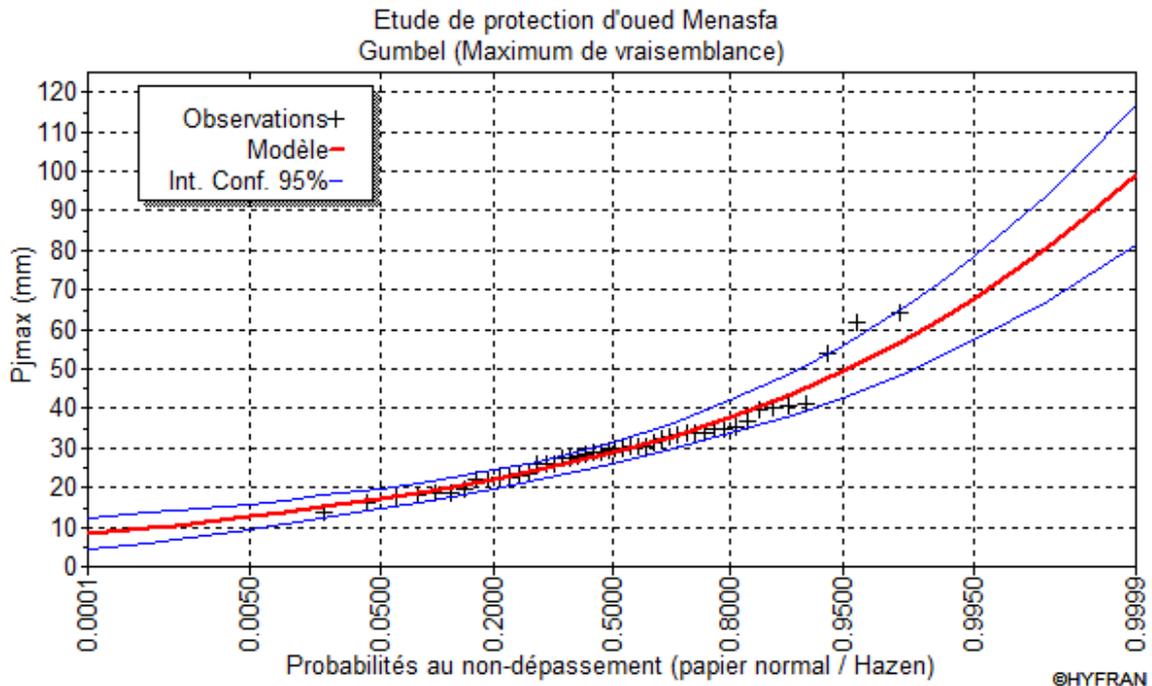


Figure.III.1 Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normal(GUMBEL)

III.3.1.2) Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

C'est une généralisation de la loi de Gumbel, sa fonction de répartition pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \dots\dots\dots(III.4)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b-c(x-a)} e^{-\frac{1}{c}\ln\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)} e^{-\left[1-\left(1-c\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right]} \dots\dots\dots(III.5)$$

Où :

- a : paramètre de position
- b : paramètre de dispersion
- c : paramètre de forme pour c = 0, on obtient une loi de Gumbel.

L'équation de la droite est donnée par :

$$X = \frac{b}{c} \left[1 - (-\ln F(x))^c \right] + a \dots\dots\dots (III.6)$$

Où : variable réduite de GEV : $\mu_{gv} = \frac{1}{c} \left[\ln \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right) \right]$;

Tableau.III.5 : Résultats d'ajustement à la loi de GEV

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	63.0	8.86	45.6 – 80.3
50.0	0.9800	57.1	6.55	44.3 – 70
20.0	0.9500	49.5	4.20	41.2 – 57.7
10.0	0.9000	43.6	2.95	37.9 – 49.4
5.0	0.8000	37.6	2.12	33.5 – 41.8

Le tracé de la droite de GEV est représenté sur papier normal comme le montre La figure III.2.

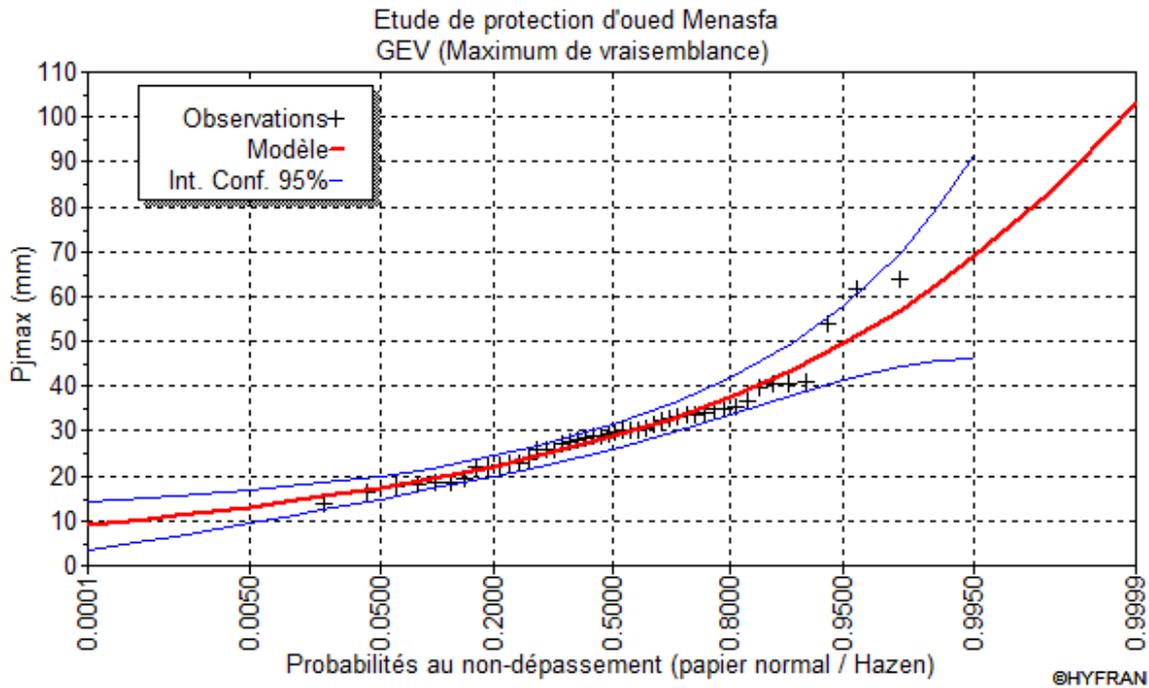


Figure.III.2 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GEV

III.3.1.3) Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} .d\mu \dots\dots\dots(III.7)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} . \dots\dots\dots(III.8)$$

Où :

- a : Paramètre de position = μ_y .
- b : paramètre de forme = σ_y $y = \ln(x-c)$.
- c : borne inferieur de la distribution on prend c = 0.

L’équation de la droite d’ajustement reportée sur le papier Gosso -logarithmique est donnée par :

$$X = \exp (a + b \mu) \dots\dots\dots(III.9)$$

Où μ est la variable normale centré réduite de la table GAUSS.

Tableau III.6 : Résultats d’ajustement à la loi de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	61.0	5.60	50 – 72
50.0	0.9800	55.9	4.70	46.7 – 65.1
20.0	0.9500	49.0	3.58	42 – 56
10.0	0.9000	43.6	2.80	38.1 – 49.1
5.0	0.8000	37.9	2.09	33.8 – 42

La droite de Galton est représentée sur papier normal. (Figure III.3)

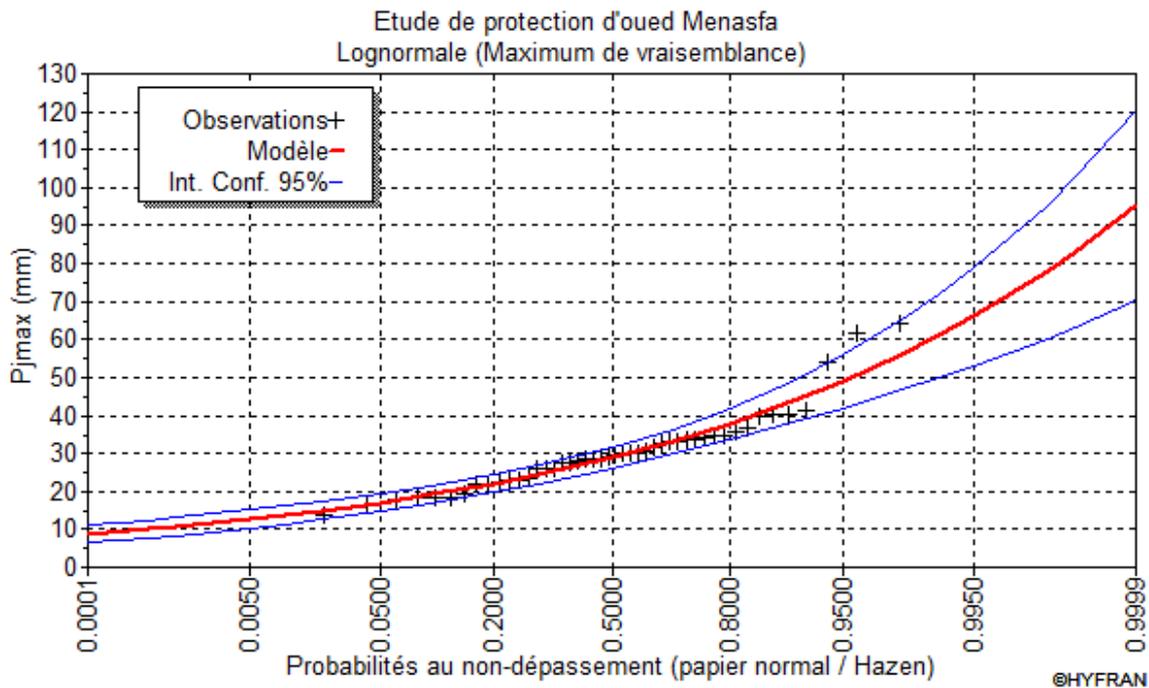


Figure.III.3 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Galton

III.3.2) Qualité de l’ajustement

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 n’est entièrement fiable. La stratégie consiste donc souvent de faire usage à plusieurs méthodes à la fois. La distribution théorique correspondant aux données de l’échantillon et celle qui satisfait le mieux aux exigences de chacune de ces méthode :

III.3.2.1) Le Test visuel

Le test visuel est lié directement à l’ajustement graphique ; l’allure des points sur le graphique Gausso-logarithmique nous informe a priori d’accepter ou de rejeter la loi :

- La droite théorique qui coupe l'axe des ordonnées sur une valeur négative ne pourrait avoir un sens physique (La lame précipitée est une grandeur physique non négative) ;
- Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement ;
- Elle permet aussi de comparer entre les lois suivant les intervalles de confiance.

Interprétation des graphiques :

Si on analyse les trois graphiques précédents (figure III.1, III.2 et III.3), on remarque que les trois lois pourraient très bien s'ajuster et on ne peut pas vraiment choisir celle qui s'ajusterait le mieux, parceque graphiquement elles donnent toutes les trois la même qualité d'ajustement ce qui nous oblige à effectuer un test d'adéquation.

III.3.2.2) Test d'adéquation pour les trois lois

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$,

Avec :

- K : nombre de classe.
- m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{\text{cal}} = \chi^2_{\text{cal}} = \sum_1^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \dots\dots\dots(III.10)$$

Où :

- n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i ;
- u_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$;
- χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

- H_0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;
- H_1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Ou : $\chi^2_{\text{théorique}}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau III.7 : paramètre de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$
Gumbel	6	6.04	12.59
GEV	5	7.61	11.07
Galton	6	5.65	12.59

III.3.2.3) Comparaison graphique entre les trois lois

- GEV avec Gumbel

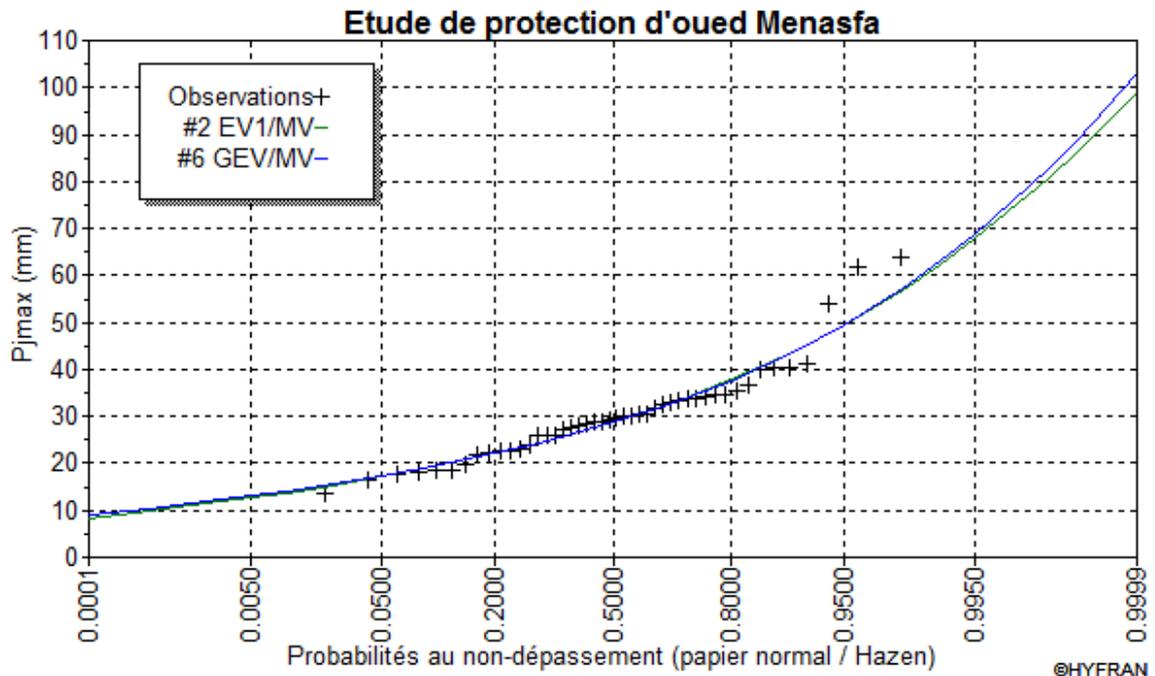


Figure III.4 : Comparaison graphique entre GEV et Gumbel

- GEV avec Galton

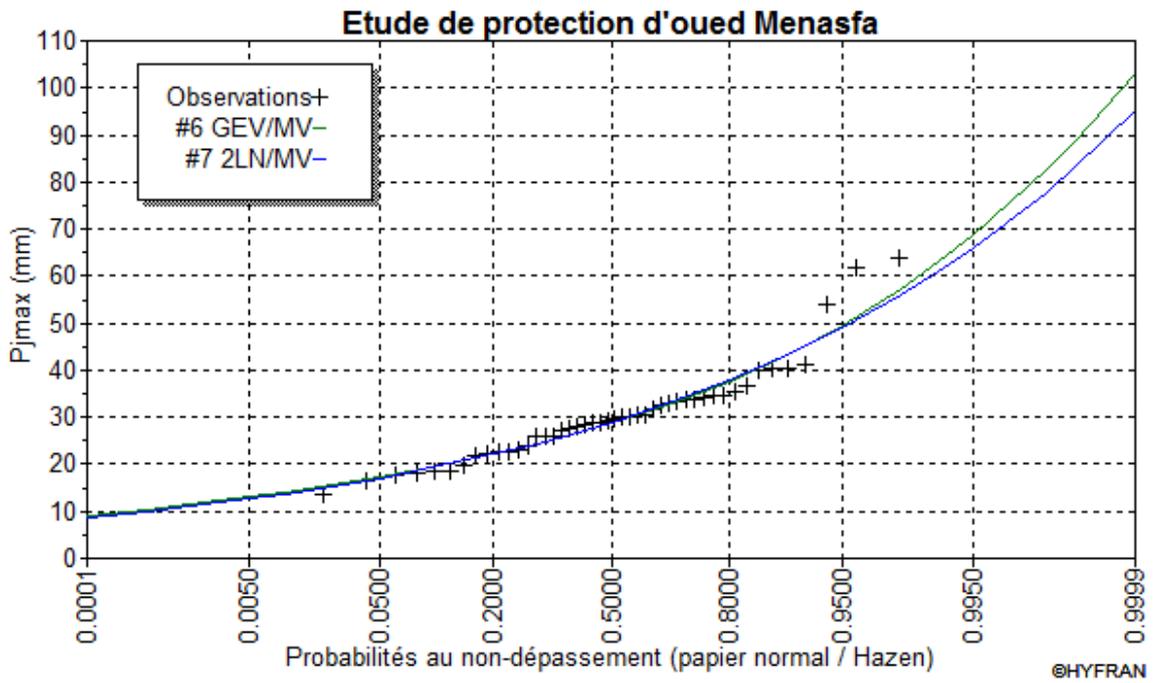


Figure III.5 : Comparaison graphique entre GEV et Galton

- Gumbel avec Galton

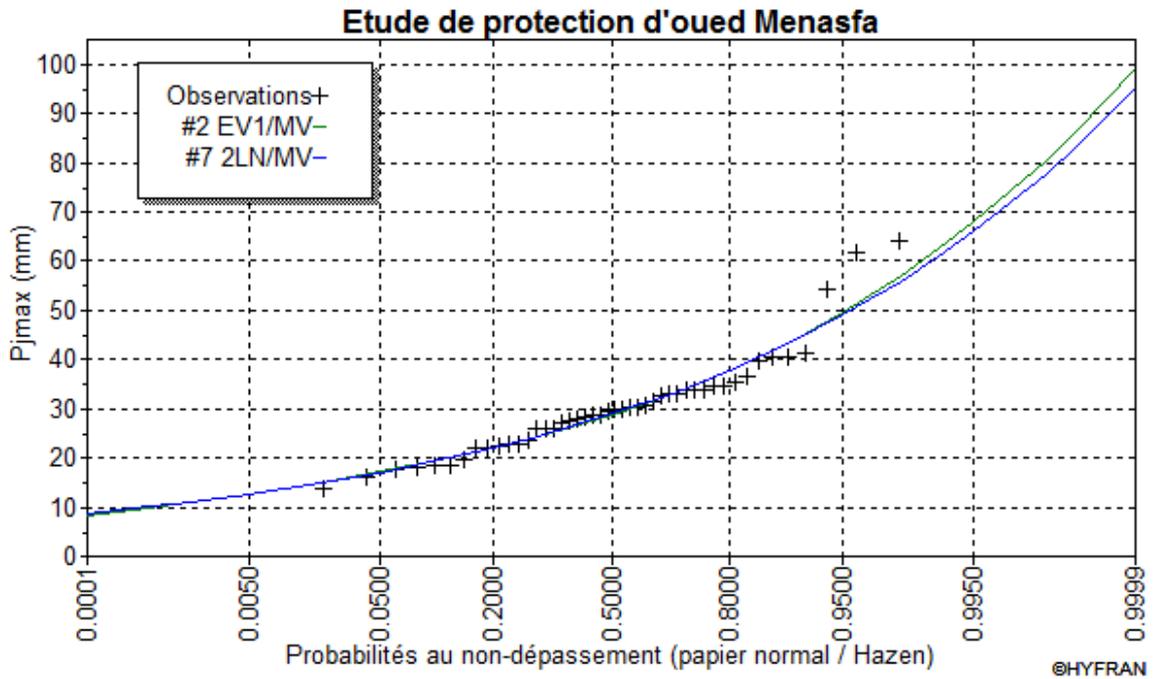


Figure III.6 : Comparaison graphique entre Gumbel et Galton

III.3.2.4) Interprétation

Les trois ajustements sont corrects, donc on va choisir le modèle de Gumbel étant le modèle qui a le moins de paramètres que la loi GEV.

III.3.3) Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence)

Les pluies de courte durée nous donnent la lame d'eau précipitée sur une durée donnée pour chaque période de retour, Le passage des pluies maximales probables aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{c,d} = P_{\max,j,\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.11)$$

t : Durée de l'averse (t ≤ 24h)

b : Exposant climatique (**b = 0.39** selon les études régionales de l'ANRH)

Les intensités maximales de durée t(h) calculées par la relation :

$$I_{c,d} = \frac{P_{c,d}}{t} \dots\dots\dots(III.12)$$

I_{c,d}: L'intensité maximale de période t(h)

Tableau III.8 : Pluies et intensités de courte durée

Quantile(mm)	62.4		56.8		49.4	
Période de retour	100		50		20	
T(h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)
1	18.07	18.07	16.45	16.45	14.30	14.30
2	23.68	11.84	21.55	10.78	18.74	9.37
3	27.73	9.24	25.24	8.41	21.95	7.32
4	31.02	7.76	28.24	7.06	24.56	6.14
5	33.85	6.77	30.81	6.16	26.79	5.36
6	36.34	6.06	33.08	5.51	28.77	4.79
7	38.59	5.51	35.13	5.02	30.55	4.36
8	40.65	5.08	37.01	4.63	32.18	4.02
9	42.57	4.73	38.75	4.31	33.70	3.74
10	44.35	4.44	40.37	4.04	35.11	3.51
11	46.03	4.18	41.90	3.81	36.44	3.31
12	47.62	3.97	43.35	3.61	37.70	3.14
13	49.13	3.78	44.72	3.44	38.89	2.99

Tableau III.9 : Pluies et intensités de courte durée (Suite)

Quantile (mm)	62.4	56.8	49.4	Quantile (mm)	62.4	56.8
Période de retour	100	50	20	Période de retour	100	50
T(h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	T(h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)
14	50.57	3.61	46.03	3.29	40.03	2.86
15	51.95	3.46	47.29	3.15	41.13	2.74
16	53.27	3.33	48.49	3.03	42.17	2.64
17	54.55	3.21	49.65	2.92	43.18	2.54
18	55.78	3.10	50.77	2.82	44.16	2.45
19	56.97	3.00	51.85	2.73	45.10	2.37
20	58.12	2.91	52.90	2.65	46.01	2.30
21	59.23	2.82	53.92	2.57	46.89	2.23
22	60.32	2.74	54.90	2.50	47.75	2.17
23	61.37	2.67	55.87	2.43	48.59	2.11
24	62.40	2.60	56.80	2.37	49.40	2.06

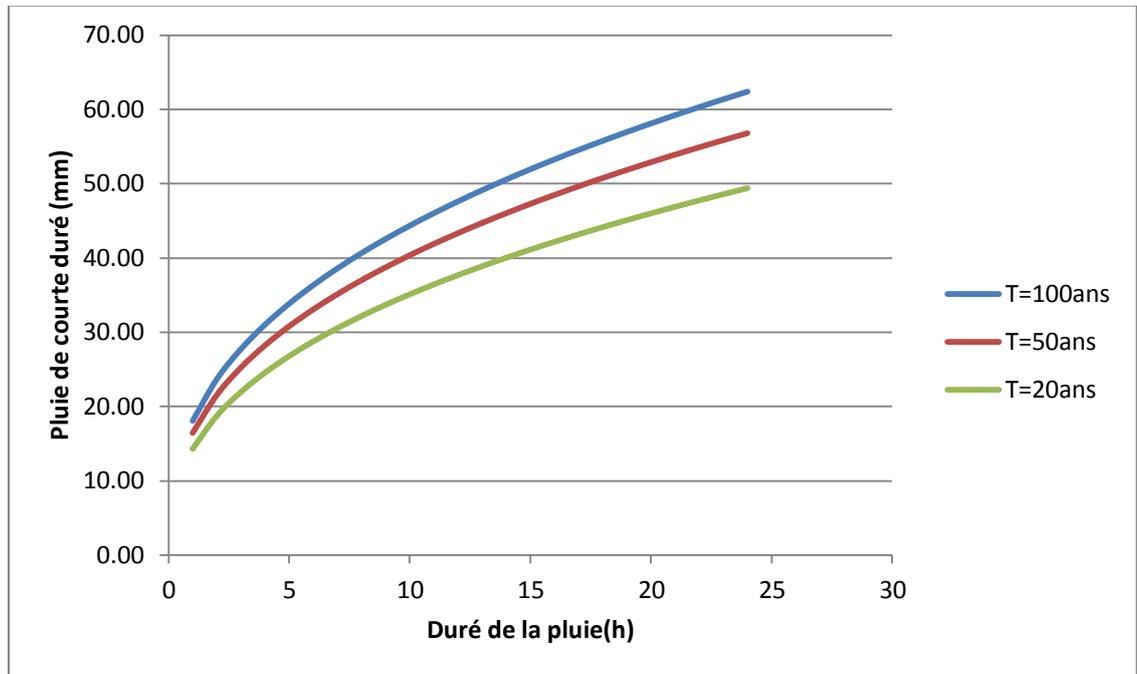


Figure III.7 : Courbe de pluies de courte durée

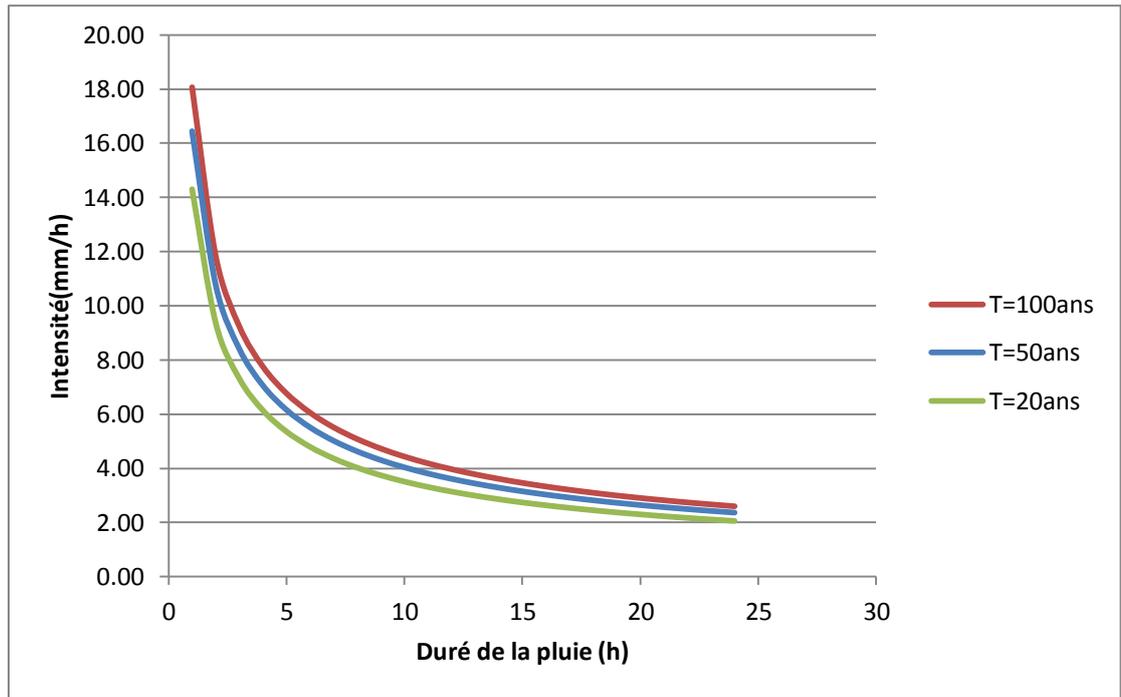


Figure III.8 : Courbes d'intensités de courte durée

IV.4) Etude des apports

IV.4.1) Les apports liquides

IV.4.1.1) Apport moyen interannuel

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

a) Formule de SAMIE

$$A = Le.S \dots\dots\dots(III.13)$$

$$Le = (P)^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne interannuelle (m).

S: la superficie en (Km²) du bassin versant.

b) Formule de MEDINGER:

$$Le = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots(III.15)$$

P : précipitation moyenne (m).

Le: lame d'eau écoulée (mm).

c) Formule dit 'Algérienne'

$$Le = P \left(1 - 10^{-k \cdot P^2} \right) * 10^3 \dots\dots\dots(III.16)$$

Où : $k = 0.18 - 0.01 * \log(S) \dots\dots\dots(III.17)$

P : précipitation moyenne interannuelle; en m

d) Formule de Sogreah

$$Le = 720 * \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85} \dots\dots\dots (III.18)$$

Où :

A: Apport moyen annuel en Mm³

P : précipitation moyenne antre annuel ; en mm

Tableau III.10 : Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel.

Méthode ou Formule	Lame écoulée Le (mm)	Apport moyen A (Mm ³)
SAMIE	21.96	4.6
MEDINGER	0.92	0.19
ALGERIENNE	8.67	1.8
SOGREAH	18.95	3.96

Interprétation

On prend les valeurs de la formule de SAMIE parce qu'elle est la formule empirique la plus utilisée en Algérie et qui nous a donne des valeurs logiques et adéquates .La valeur retenue est A= 4.6 Mm³, c'est-à-dire une lame d'eau écoulée Le =21.96 mm.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.19)$$

A₀ : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.10⁶ s.

Me=145.9l/s

b) Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.20)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0,697 \text{ l/s/Km}^2$$

c) lame d'eau écoulée

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(III.21)$$

$$Le = 21.96 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$Ce = \frac{Le}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.22)$$

$$Ce = 0.075$$

Tableau III .11 : Les caractéristiques d'écoulement.

S (Km ²)	Me (L/S)	M ₀ (L/S/Km ²)	Le (mm)	Ce
209.43	145.9	0.677	21.96	0.075

IV.4.2) Apport solide en suspension

Vu l'absence de mesures historiques de transport solide dans la région d'étude, l'apport solide spécifique moyen annuel de l'oued Menasfa sera déterminée à partir des formules empiriques :

a) Formule de Fournier

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots(III.23)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux;(119.38mm)

PA: Pluie moyenne annuelle;(289.99 mm)

h= 45%(Hmax - Hmin) [m];

S: Surface du bassin versant.

$$h = 180 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } Ta = 786.86 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots(\text{III.24})$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=20ans

V_s= 102979.935 m³ /an

Donc : V_s= 2059598.69 m³

b) Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité est s'écrit :

$$Ta = \alpha \cdot Le^{0.21} \dots\dots\dots(\text{III.25})$$

Ta = 246.698 T/km²/an

D'où :

Ta : Taux d'abrasion, T/km²/an;

Le : La lame d'eau écoulée en mm;

α : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s}$$

AN :

V_s= 32291.17 m³/an

Tableau III.12 : les valeurs de « α ».

Variation de perméabilité	A
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

c) Formule de SOGREAH

Basée sur les données recueillies dans 27 bassins d’Algérie dont 16 alimentant des barrages réservoirs, ce modèle relie les apports solides (en T/Km²/an⁻¹) au ruissellement annuel de crue (mm) et la perméabilité du bassin (Ksog)

$$A=KsogR^{0,15} \dots\dots\dots (III.26)$$

Ksog= 75pour le bassin de chellif

A=175.56 T/Km²/an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots(III.27)$$

Vs=22979.46 m³/an

Tableau III.13 : Récapitulatif du volume annuel moyen.

Formule	Taux d’abrasion (T/km ² /an)	Volume annuel moyen (m ³ /an)
Fournier	786.86	102979.9
Tixeront	246.698	32291.17
Formule de SOGREAH	175.56	22979.46

IV.5) Etude de crue

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par des nombreuses variables parmi lesquelles l’intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie ...etc.

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des populations et des ouvrages hydrotechniques. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les hydrologues, se doivent d’être sensibles et accorder une attention soutenue et continue.

Les crues dépendent essentiellement de l’abondance et de l’intensité de la pluie, de plus le rôle physique du bassin versant. De ce fait, l’évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l’intensité de l’averse, sa vitesse et largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, les paramètres morpho métriques du bassin, par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée.

IV.5.1) Analyse d'une crue : L'hydrogramme de crue est le graphique de la variation temporelle du débit d'écoulement durant une période bien déterminée.

IV.5.2) Genèse des crues : à partir de pluies (maximales horaires ou de courte durées), la pluie tombée donne lieu à un écoulement.

IV.5.3) Les différents types de crues

- **Crues rapides**

Les crues rapides sont ainsi qualifiées si le temps de montée des eaux est inférieur à 12 heures, elles se produisent sur de plus petits bassins versants ; elles peuvent néanmoins atteindre des débits de pointe très importants lorsque les paramètres défavorables se conjuguent

- **Crues lentes**

Les crues lentes ou crues de plaine sont observées sur les fleuves et grands cours d'eau. Les phénomènes sont relativement lents ; ils mettent en jeu des débits et des volumes d'eau considérables.

- **Crues torrentielles**

Les crues torrentielles ou crues éclair ont un temps de montée très court (quelques heures) elles se produisent sur de petits bassins versants à l'occasion d'orages localisés, là où la pente et l'imperméabilisation favorisent le ruissellement. Elles peuvent s'accompagner de fortes érosions et de charriage de matériaux.

IV.5.4) Différentes méthodes d'évaluation des crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure.

Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul diffèrent aussi selon le chargé d'études. Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

a) Méthodes historiques

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé).

b) Méthodes empiriques

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

c) Méthodes probabilistes

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..). Méthode du Gradex basée sur

l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

d) Méthodes déterministes

Modélisent fondamentalement le processus pluie – écoulement du bassin et elle ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

e) Méthode de l'hydrogramme unitaire

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman). Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.

IV.5.5) Application sur les bassins versants

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant de l'oued Menasfa et de définir les débits maxima probables correspondants.

Pour ce faire, nous avons utilisé différentes méthodes :

- Les formules empiriques ;
- La méthode de Gradex ;

IV.5.6) Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

Pour la détermination des crues on utilise les formules empiriques développées ou adaptées pour le contexte algérien. On utilise les formules empiriques régionalisées de Mallet Gautier, Giandotti, Turazza, Sokolovski et le modèle de Meddi. Ces formules sont basées, en plus des paramètres morphométriques des bassins, de la précipitation comme paramètre climatique principal dans la prédétermination des crues.

a) Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20 \cdot H) \frac{S}{2\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III.29)$$

K : constante comprise entre 1-3 on, prend (1.5)

H : Précipitation moyenne annuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend 25

b) Formule de Turazza

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{1}{3.6} C.I.S \dots\dots\dots (III.30)$$

S : Surface du bassin versant

I : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

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

Tableau III.14 Valeurs du coefficient de ruissellement C

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de retour	1000	100	50	20	10	5
C	0.9	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

c) Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%, t_c} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.31)$$

α p% : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{p\%} t_c} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{p\%} t_c} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.32)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

X_{p%, t_c} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

H₀ : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie H₀= (7-14) mm

On prend H₀=7mm

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (III.33)$$

- Pour S ≤ 50Km² on a γ = 2
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a γ = 2 ÷ 2.5

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

Dans notre cas ($\gamma=2.5$)

Donc ($f=1.04$)

Les valeurs du coefficient de ruissellement sont représentées dans le tableau III.15 :

Tableau. III.15 : valeur de coefficient de ruissellement α

Période de Retour	100	50	20	10	5
Fréquence %	1	2	5	10	20
A	0,7	0,65	0,6	0,55	0.5

d) Formule de Giandotti

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C.S.htc.p\% \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5l} \dots\dots\dots (III. 34)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

L: Longueur du talweg principal en Km.

t_c : Temps de concentration du sous bassin en h

H_{tc,p%} : Lamme d’eaux précipitées pour une probabilité donnée et d’une durée égale au temps de concentration des eaux.

h_{min} : Altitude minimale en m.

h_{moy} : Altitude moyen en m.

C : Coefficient topographique varie entre 66 et 166.

On prend **C=166**

e) Formule de MEDDI

Pour calculer le Q_{max} dans l'une des trois régions du nord d’Algérie, pour une période de retour donnée, le Professeur Mohamed MEDDI et le Dr. Samir TOUMI ont mis au point le modèle suivant :

$$Q_{\max} (F) = Q_{\max} * q (F) \dots\dots\dots(III.35)$$

- Q_{max} : débit max calculé par le modèle correspondant à la région concernée en fonction de la surface du bassin versant (A) en km² et la pente du cours d’eau principal (S) sans unité
- q (F) : fonction quantile correspondante (**tableau III.16**)

Tableau III.16 : Fonction quantile q(F)

Période de retour	2	5	10	20	50	100
Région I	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13
Région II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14
Région III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37

Tableau III. 17 : Calcul du débit max

Région	Equations
Région I	$Q_{\max} = 3.52 \cdot A^{0.96} S^{0.54}$
Région II	$Q_{\max} = 2.73 A^{0.35} S^{0.44}$
Région III	$Q_{\max} = 1.26 A^{0.16} S^{-1.014}$

La zone à étudier se trouve dans **la région I**

Donc: $Q_{\max} = 3.52 \cdot A^{0.96} S^{0.54}$

Tableau III.18 : Débit de crue pour différentes périodes de retour

Période de retour	Q_{\max} (m ³ /s)
100	304.02
50	234.70
20	159.44

IV.5.7) La méthode de Gradex :

Le Gradex est une méthode simplifiée qui permet d'estimer les débits de crues extrêmes (période de retour 10^2 à 10^4). Elle est développée par EDF depuis 1966. Elle est applicable aux bassins versants de 0 à 5000 km² dont le temps de concentration, de ruissellement ou d'écoulement rapide est de 1 h à 4 jours. Son avantage est qu'elle est applicable même quand les débits sont mesurés depuis peu d'années pourvu qu'on ait seulement quelques années de mesures pluviométriques. Le mode d'application de la méthode tel qu'il a été énoncé par M. Guillot qui a été un des premiers à la développer et est le suivant :

- D'après l'examen des enregistrements de crues, estimer le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement (h en heures). Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures. (Le résultat final, débit de pointe millénal, centennale, dépend peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Etudier la variable aléatoire "pluie reçue par le bassin versant en h heures". Tracer sa fonction de répartition ($-\ln(-\ln F)$) c'est à dire dans sur papier Gumbel et calculer son gradex (pente).
- A partir des observations de débits (débit maximal annuel en h heures), tracer leur fonction de répartition jusqu'au débit décennal. Exprimer le débit en millimètres en divisant le volume écoulé par la surface du bassin en km²

- Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà de 0.9 par une droite de pente égale au gradex de la pluie.
- Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen en h heures et sa moyenne p- sur quelques dizaines de crues. p- est habituellement compris entre 1.2 et 1.7
- Appliquer au débit moyen en h heures une affinité égale à p- pour obtenir la fonction de répartition des débits de pointe.

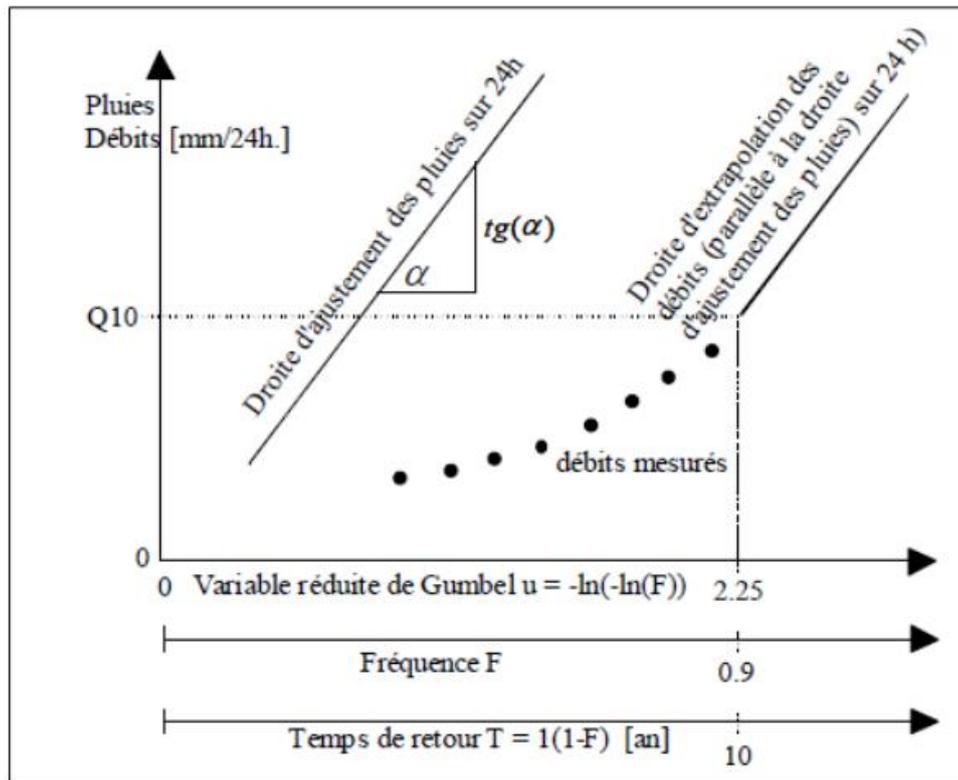


Figure III.9 Mode d'application de la méthode de Gradex

IV.5.8) Méthode d'analogie :

Etant donné l'absence de poste de mesures hydrométriques à l'intérieure du sous bassin versant de l'oued Menasfa, les débits de pointe de ce dernier peuvent être reconstitué à partir de ceux de la station de Relizane contrôlant le sous bassin d'oued Mina en utilisant le critère de proportionnalité analogue :

$$\frac{Q_{Mina}}{S_{Mina}} = \frac{Q_{Menasfa}}{S_{Menasfa}} \dots\dots\dots(III.36)$$

$$Q_{Menasfa} = \frac{S_{Menasfa}}{S_{Mina}} Q_{Mina} \dots\dots\dots(III.37)$$

$$Q_{Menasfa} = 0.032 Q_{Mina} \dots\dots\dots(III.38)$$

Tableau III.19 : Débits fréquentiels calculés par la méthode du Gradex

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Variable réduite de	débits moyen extrapolés	débits de pointe
10	0.900	2.25	4	6
20	0.950	2.97	32	52
50	0.980	3.90	70	111
100	0.990	4.60	98	156

Tableau III.20 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquentiels par les différentes méthodes.

Période de retour(ans)	mallet –	Turazza	Sokolovsky	Giandotti	ddi	Gradex
	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}
100	278.38	737.46	436.93	101.38	304.02	156
50	252.04	629.33	431.51	92.28	234.70	111
20	212.26	510.85	313.05	80.26	159.44	52

IV.5.9) Analyse des résultats :

Par comparaison des résultats obtenus par les formules empiriques, on remarque que la formule de Turazza surestime les débits et la formule de Giandotti sous-estime les débits.

Quant aux autres formules empiriques, l'écart entre les valeurs de débits calculés est relativement faible par rapport à l'écart entre ces derniers et ceux calculés par la méthode de Gradex.

Cette différence est certainement due à l'imprécision des coefficients correctifs régionaux de la zone d'étude qui sont difficiles à évaluer.

La formule de Sokolovsky est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, elle est largement utilisée en Algérie donne des résultats acceptables.

Cela nous amène donc à écarter les débits calculés par les autres formules et adopter ceux déterminés par la méthode de sokolovsky pour le dimensionnement d'un éventuel ouvrage de protection.

Le tableau (III.20) donne les débits probables calculés :

Tableau III.21 : Débits fréquentielles calculés.

Période de retour	100	50	20
$Q_{max}(m^3/s)$	436.93	431.51	313.05

IV.5.10) Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que :

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques :

Pour la montée $Q_m(t) = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n$ (III.39)

Pour la descente : $Q_d(t) = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d-t}{t_m}\right)^m$ (III.40)

$Q_{max,p}$: Débit maximum de crue (de pointe) en m³/s.

$Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée en m³/s.

$Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la descente (décrue) en m³/s.

T_m : Temps de montée en heures.

T_d : Temps de descente en heures.

T_b : Temps de base en heures

Avec $n = 2$ et $m = 3$

On a $t_m = t_c$

$T_d = \gamma t_m$ et $t_b = t_m + t_d$

γ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 et 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin , on prend $\gamma=2$.

Donc : $t_m = t_c$ et $t_d = 2 \times t_m$

- Le débit maximal probable $Q_{max,p\%}$ est donné par la formule de Sokolovsky

Tableau III.22 : Temps du bassin versant

T_m (h)	1.24
T_d (h)	2.48
T_b (h)	3.72

Tableau.III.23 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours

T (h)	100 ans	50 ans	20 ans
0	0	0	0
0.1	2.84163632	2.80638658	2.03596514
0.2	11.3665453	11.2255463	8.14386056
0.3	25.5747268	25.2574792	18.3236863
0.4	45.4661811	44.9021852	32.5754422
0.5	71.0409079	70.1596644	50.8991285
0.6	102.298907	101.029917	73.2947451
0.7	139.24018	137.512942	99.7622919
0.8	181.864724	179.608741	130.301769
0.9	230.172542	227.317313	164.913176
1	284.163632	280.638658	203.596514
1.1	343.837994	339.572776	246.351782
1.2	409.19563	404.119667	293.17898
1.24	436.93	431.51	313.05
1.3	376.524145	371.853464	269.770635
1.4	288.680917	285.099907	206.833042
1.5	215.68753	213.011983	154.535008
1.6	156.168999	154.231764	111.89139
1.7	108.750338	107.40132	77.9170427
1.8	72.0565637	71.1627213	51.6268219
1.9	44.7126891	44.1580401	32.0355831
2	25.3437293	25.0293471	18.158182
2.1	12.574699	12.4187132	9.00947413
2.2	5.03061294	4.96820953	3.60431506
2.3	1.33648573	1.31990698	0.95756038
2.4	0.11733208	0.11587661	0.08406566
2.45	0.00618743	0.00611068	0.00443315
2.48	0	0	0

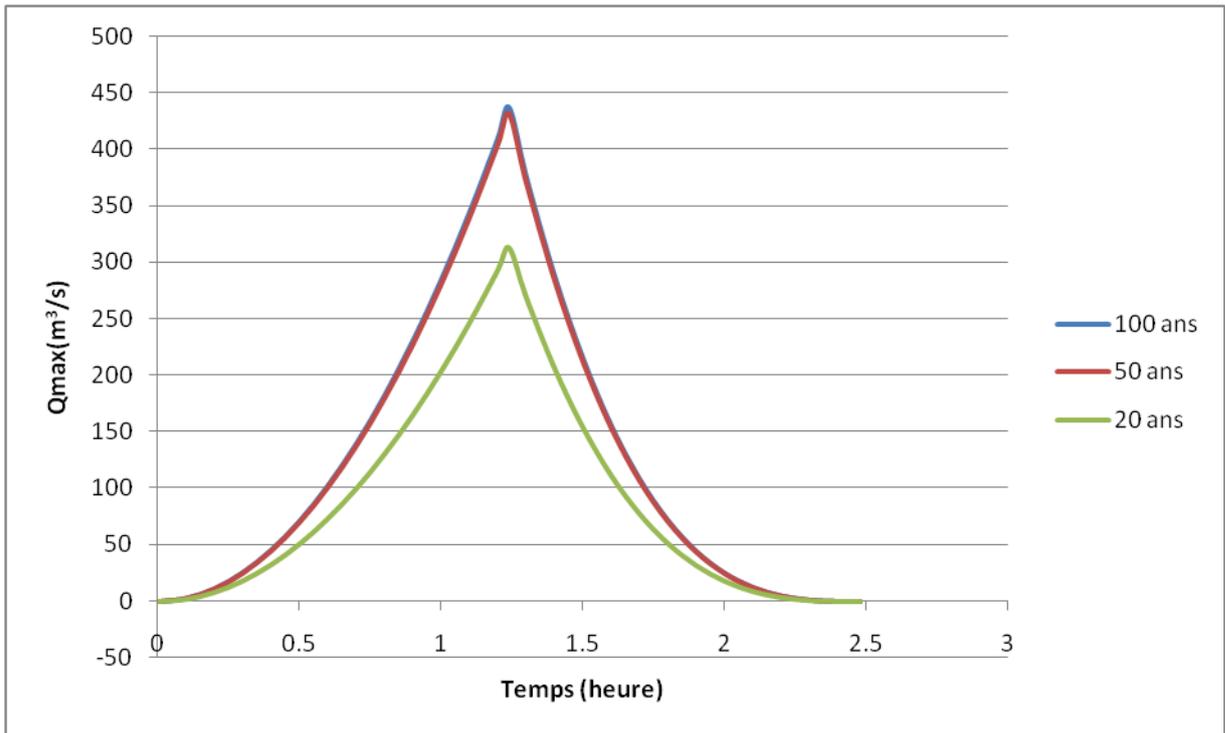


Figure III.10 : Hydrogrammes de crues.

IV.5.11) Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de calculer les caractéristiques du bassin versant qui influent sur l'oued à aménager, de présenter les principales méthodes utilisées pour l'estimation des crues et de choisir la méthode adéquate pour tracer les hydrogrammes des crues qui nous permettent de voir leur évolution dans le temps et d'avoir le débit optimal pour l'utiliser dans le dimensionnement.

Le cas défavorable dans le cas des inondations des zones à faible densité démographique nous donne un débit fréquentiel de 50 ans. dans le cas de notre zone d'étude ce débit sera de **431.51 m³/s**.

CHAPITRE IV :

AMENAGEMENT DE L'OUED MENASFA

IV.1) Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

L'objectif de cette étude est dans un premier temps, d'apprécier l'écoulement des crues tant, en termes de ligne d'eau, de vitesse ainsi que de volume débordant. Dans un deuxième temps, on se propose de définir les aménagements à prévoir pour diminuer les dégâts occasionnés par ces phénomènes hydrologiques.

On procédera au calcul hydraulique pour une fréquence bien choisie (cinquantennale), la plus adéquate pour ce genre de projet, afin de définir l'impact de cette crue de référence sur les ouvrages et les débordements hors du lit mineur vers les terrasses d'inondation où se trouvent situés certains équipements (Complexe Sportif, stade) et habitations les plus proches de l'oued.

IV.2) Aménagement hydraulique

La correction des lits est souvent la solution proposée par les ingénieurs qui cherchent à accroître la section mouillée en élargissant les lits ou encore à les approfondir par des dérochements ou encore en érigeant des digues, etc... Tous ces travaux ont pour but de minorer les niveaux, encore il faut que ces interventions soient précédées d'une connaissance préalable de la crue maximale probable, et mieux encore du bassin versant. Le recalibrage qui consiste à rectifier la section d'écoulement et à augmenter le débit, permet d'évacuer plus rapidement la crue, mais déplace le risque sur le secteur aval, sur des zones intermédiaires ne permettant pas de stocker une partie des eaux.

Le mieux est de chercher à étaler la crue que de la contenir. Un bon aménagement devrait donc examiner avec soin la solution des retenues de ralentissement, dans toutes les variantes axiales ou latérales selon les configurations locales et non pas seulement celle des barrages réservoirs.

Pour le lit des cours d'eau, il convient de cesser tout dragage, et d'interdire toute gravière de basse terrasse, notamment dans les zones amont des agglomérations.

IV.2.1) Le but d'aménagement

L'aménagement d'Oued Menasfa a pour but, la protection du Chef-lieu Oued Essalem contre les crues de ce dernier, alors que d'une façon générale les aménagements hydraulique des oueds ont pour but d'atteindre un ou plusieurs des objectifs suivants:

- Ecoulement rapide et sans danger des eaux de crues ;
- Charriage efficace des sédiments en suspension et des dépôts sur le fond ;
- Concentration du courants dans une section déterminée du lit ;

- Stabilité du cours avec minimum d'érosion des berges ;
- Profondeur suffisante et parcours aisée pour la navigation.

IV.2.2) Les différents travaux d'entretien

L'entretien raisonné d'un cours d'eau doit répondre aux contraintes imposées (hydrauliques, entretien, accès, fréquentation, usages) en respectant et favorisant l'existence d'habitats multiples.

Les travaux d'entretien concernent :

- la conservation de la capacité d'écoulement.
- le contrôle du développement de la végétation aquatique.
- la stabilité des berges, le contrôle du développement de la végétation des berges.
- l'état et le fonctionnement des ouvrages d'art (ponts, écluses, chaussées, vannes...).

L'entretien d'une rivière sous-entend une démarche en deux étapes complémentaires et indissociables :

- une démarche préventive résultant d'un programme d'intervention raisonné pluriannuel qui permet d'agir dans des conditions optimales pour la rivière et pour les hommes qui l'entretiennent. Cette démarche permet d'anticiper et de limiter les dommages liés aux inondations et aux crues, par exemple par la suppression d'arbres qui menacent de tomber ;

des actions curatives généralement réalisées dans des conditions extrêmes (crues, étiages), telles que la suppression des embâcles, des atterrissements...

IV.3) Généralités :

IV.3.1) L'écoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

IV.3.2) Les canaux à ciel ouvert :

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", la section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximal, et la section est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la celle trapézoïdale ou rectangulaire qui présentent des avantages de simplicité de réalisation.

IV.3.3) Les différents types de canaux :

On distingue deux catégories de canaux :

- les canaux naturels,

- les canaux artificiels,

IV.3.3.1) Les canaux naturels :

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre ; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

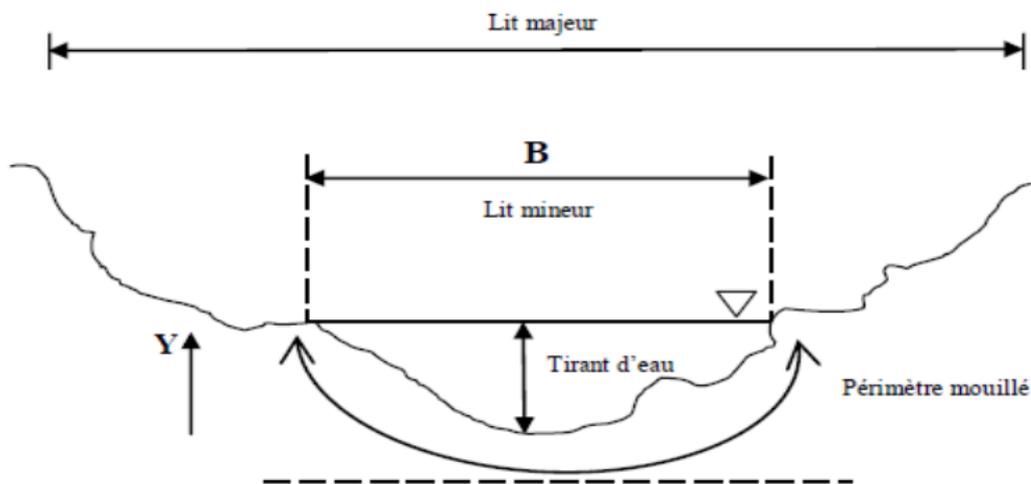


Figure IV.1 : canal naturel

- **Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m :**

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

- **périmètre mouillé P_m :**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

- **largeur au miroir B :**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

- **tirant d'eau :**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

IV.3.3.2) Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les

propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

IV.3.4) Les types d'écoulements :

a) Variabilité dans le temps :

a.1) Ecoulement permanent :

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction, c'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \dots\dots\dots (IV.1)$$

a.2) Ecoulement non permanent :

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

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \dots\dots\dots (IV.2)$$

b) Variabilité dans l'espace :

b.1) Régime uniforme :

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

C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \dots\dots\dots (IV.3)$$

b.2) Régime non uniforme :

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

C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \dots\dots\dots (IV.4)$$

- **régime non uniforme graduellement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si « x » désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a Δh/ x << 1.

- **régime non uniforme rapidement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

IV.4) Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

IV.4.1) Les conditions de l'écoulement uniforme :

- 1- Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- Le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

IV.4.2) Les formules de calcul principales :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy. *La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (IV.5)$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S$$

on obtient :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

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

S : Section mouille (m^2).

R_h : Rayon hydraulique : $R_h = S/P$ (m).

I : Pente de fond du canal.

IV.4.3) Détermination du coefficient de Chézy

En utilisant la formule empirique de MANING-STRICKLER pour détermination de coefficient de Chézy :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (IV.7)$$

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

R_h : Rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m).

n : Coefficient de rugosité.

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Où :

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

R_h : Le rayon hydraulique (m).

I : Pente de fond du canal (m/m).

Tableau IV.1: Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.

Nature des parois	Valeur de K en $m^{1/3}/s$
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

IV.4.4) Vitesse d'érosion

Afin éviter tous ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau suivant:

Tableau IV.2: Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés

Lit	Vitesse V_{er} (m/s)
Revêtement en branches	1.5-2.0
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Pavage de pierre à deux couches	3.5-5.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0

IV.5) Les paramètres géométriques

IV.5.1) Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal et la section S est minimale.

(R_h : étant la surface mouillée $-S_m-$ sur le périmètre mouillé $-P_m-$).

Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi.r^2 / 2 \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$P_m = \pi.r \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$R_h = r/2 = h/2 \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

S_m : section mouille (m²)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation. A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale et la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

IV.5.1.1) Canal à section trapézoïdale :

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit.

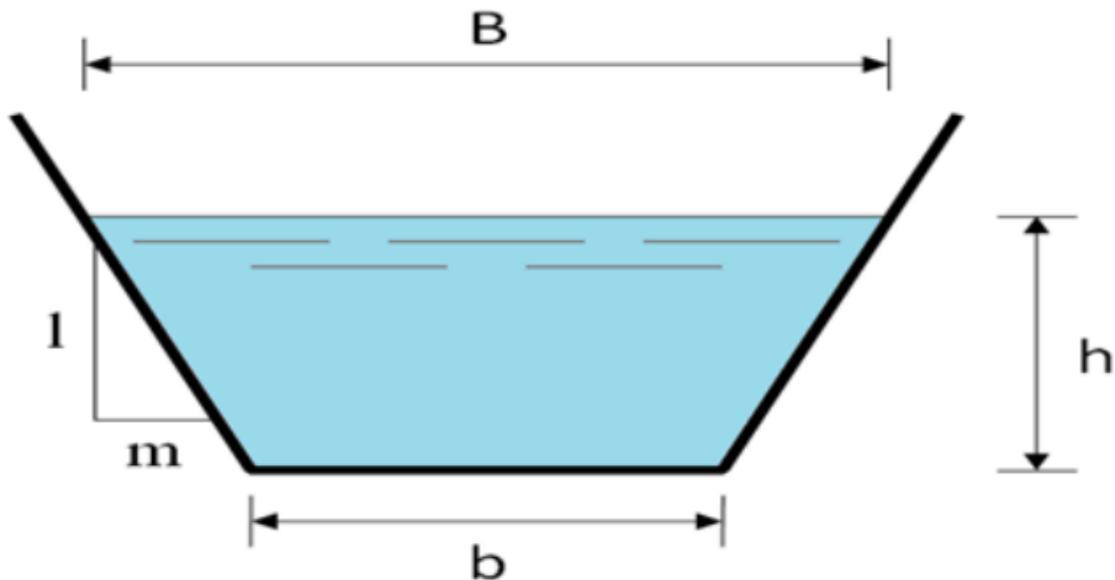


Figure IV.2 : Canal à forme trapézoïdale

Où :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

Tableau IV.3 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdal.

Désignation	Expression	Définition
B	$2h (\sqrt{1 + m^2} - m)$	La largeur inférieure du canal
B	$b + 2mh$	La largeur supérieure du canal
S	$h (b + mh)$	La surface mouillée
P	$b + 2h \sqrt{1 + m^2}$	Le périmètre mouillé
R_h	$\frac{h (b + mh)}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}}$	Rayon hydraulique
M	$\cotg \varphi$	Fuit de talus, d'après la nature du terrain

- **Forme des profils en travers :**

Les canaux en terre ou revêtus sont presque toujours trapézoïdaux (parfois rectangulaires) et épousent des pentes de talus variables selon la nature de terrain.

Tableau IV.4 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.

Nature de terrain	Fruit de talus « m »
Rocheux	0,25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0.5
Argile dur	0,75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1.5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

D'après la nature de terrain de notre zone d'étude on prend $m = 0.75$

IV.5.1.2) Canal à section rectangulaire :

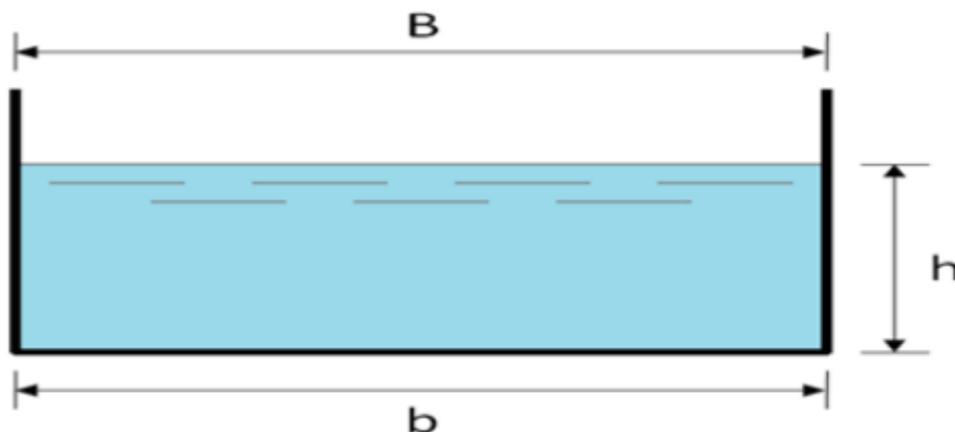


Figure IV.3 : Canal à forme rectangulaire

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en m.

b : La largeur inférieure du canal, en m. $B = b$ parce que $m = 0$.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \times b \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$P_m = b + 2 \times h \dots\dots\dots (IV.13)$$

IV.5.2) Calculs du rayon hydraulique maximal

On a:

$$R_h = \frac{S}{P} \dots\dots\dots (IV.14)$$

D'où :

- Le rayon hydraulique sera maximum pour une valeur de P minimale.
- Le périmètre soit min pour dP=0.

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \dots\dots\dots (IV.16)$$

Ces deux équations donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \dots\dots\dots (IV.18)$$

IV.5.3) Calcul de la profondeur normal h_n

La détermination de h_n (la méthode itérative).

On tire la valeur de (h_n) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme de MANING-STRICKLER :

$$Q = K_s * S * R_h^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots (IV.19)$$

Avec :

S : Section mouillée (m^2) .

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

R : Rayon hydraulique (m)

I : Pente du canal (m/m)

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs à (b) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche ou égale au Q_n

Par suite, on trace la courbe $Q = f(B)$ et on détermine la valeur de b(m) correspondante à Q_n , c'est-à-dire, on cherche b(m) pour le débit Q_{max} .

IV.5.4) Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes utilisées. Parmi ses méthodes on a la méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

Dans notre calcul on a choisi la méthode graphique.

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de la profondeur d'eau. Et puisque la valeur de hauteur critique est la valeur qui correspond à une énergie spécifique et minimale. Donc, on construit le graphe de $H_s = f(h)$, sachant que :

$$H_s = E_p + E_c$$

Avec :

H_s : Energie spécifique

E_p : Energie potentielle est égale à h ; ($E_p = h$).

E_c : Energie cinétique ; ($E_c = V^2/2g$).

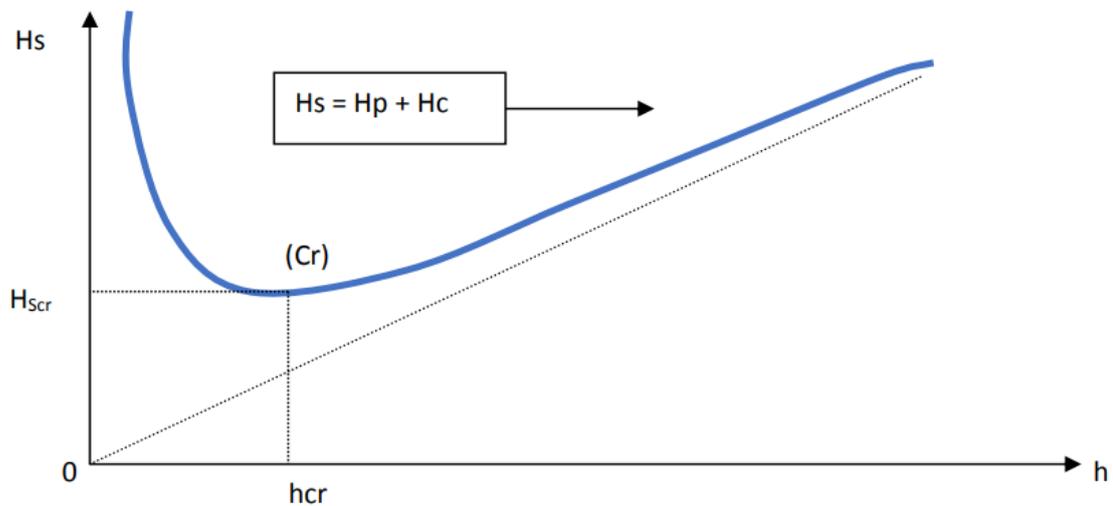


Figure IV.4 : l'énergie spécifique en fonction de profondeur

IV.5.5) Calcul de la pente critique :

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots \dots \dots (IV.20)$$

Donc

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \dots \dots \dots (IV.21)$$

Nombre de Froude :

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie où :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (IV.21)$$

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

- Écoulement fluvial **Fr** < 1 => hcr < hn
- Écoulement torrentiel **Fr** > 1 => hcr > hn
- Écoulement critique **Fr** = 1 => hcr = hn

IV.6) Calcul de la ligne d'eau**IV.6.1) Equation de la ligne d'eau**

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée. En se basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots (IV.22)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$V = Q/S \dots\dots\dots (IV.23)$$

Dérivant l'équation (IV.23) par rapport à x, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots (IV.24)$$

Comme :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad \text{et} \quad \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h}$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots (IV.25)$$

IV.6.2) Marge de sécurité dans les canaux

Comme nous l'avons dit, le calcul des pertes de charge dans les canaux à surface libre n'a pas toujours la même précision que pour les conduites en charge. 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: des difficultés de calcul des pertes par frottement et des pertes singulières ; de la surélévation dans les coudes; des vagues provoquées par le vent; de la variation de la pression atmosphérique; de l'accumulation de dépôts solides; de la croissance de la végétation, etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m, pour les petits canaux, et 0,60 à 1,20 m pour les grands canaux. Toutefois, il est indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications.

On prend 0.3m.

IV.6.3) Les différentes formes de courbe de remous :

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous.

On a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S.C.\sqrt{R_h} = k \dots\dots\dots (IV.26)$$

$$S_n.C_n.\sqrt{R_h} = K_n \dots\dots\dots (IV.27)$$

Donc l'équation devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - (K_n / K)^2}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (IV.28)$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B} \dots\dots\dots (IV.29)$$

Jf = i = pente de fond D'autre part :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - (h_n / h)^2}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (IV.30)$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

Tableau IV.5 : Différentes formes de courbes de remous

conditions	$(K_n/K) = (h_n/h)$	signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	signe de dénumérateur	signe de dh/dx	nom de courbe
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	M1
$i < i_c$	< 1	+	> 1	-	-	
$h_n > h_c$	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	S1
$I > i_c$	< 1	+	> 1	-	-	S2
$h < h_c$	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	C1
$i = i_c$	> 1	-	> 1	-	+	C3
$h_n = h_c$						
$i = 0$		-	< 1	+	-	H2
$h_n \rightarrow 0$		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$		-	< 1	+	-	A2
$h_n \rightarrow 0$		-	> 1	-	+	A

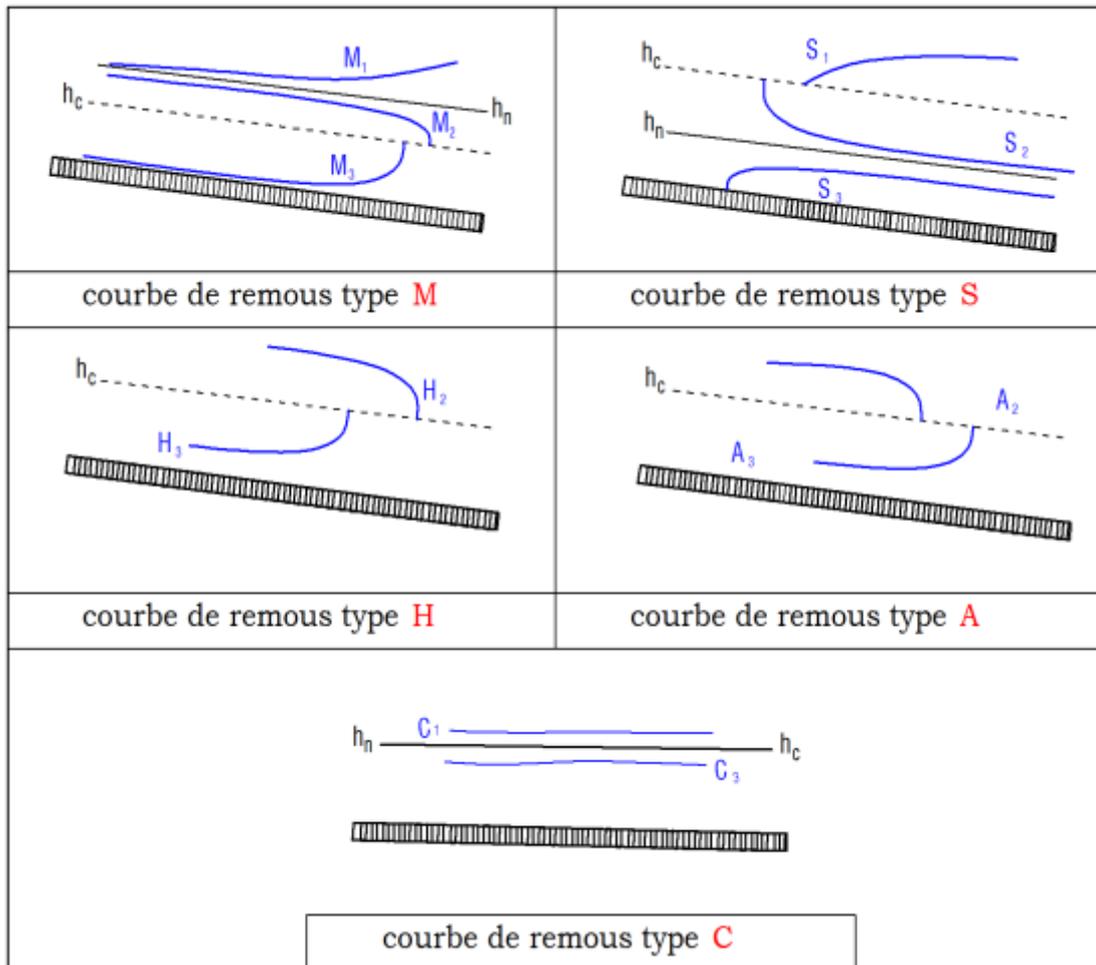


Figure IV.5 : Les différentes formes de courbes de remous

IV.7) Calcul de la surface d'eau :

Pour le tracé de la surface d'eau, on peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Dans notre cas, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 5.0.3 (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System)**

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le *Hydrologic Engineering Center* du *U.S Army Corps of Engineers*. Il s'agit d'une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant un interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrées, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. Ce logiciel englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : analyse du ruissellement des précipitations, hydraulique fluviale, analyse des dommages d'inondation, simulation des écoulements permanents et non permanents, le transport de

sédiments, analyse de la qualité d'eau et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (noeud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique.

IV.7.1) Les données géométriques :

Les données géométriques nécessaires, consiste à l'établissement de la connectivité de l'information pour le système de rivière (schéma de système de rivière), les données des sections transversales, et les données d'ouvrage hydraulique existants ou projets (ponts, levées, structures latérales, déversoirs, etc.).

La saisie des données géométriques se fait en deux étapes distinctes :

- le traçage du schéma de système de rivières.
Le schéma de système de rivière est un diagramme représentatif du réseau hydrographique d'une manière plus au moins réelle en prenant en considération les méandres (sinuosités) de la rivière. Il est tracé tronçon par tronçon, de l'amont vers l'aval (dans le sens d'écoulement positif).
- la saisie des données pour les sections en travers du cours d'eau et les ouvrages hydrauliques. Ces données incluent :

les coordonnées X et Y de la section : chaque point de la section en travers doit être identifié par sa distance par rapport à un point de référence et son élévation.

La distance à la section suivante : c'est la longueur décrivant la distance entre la section courante et la prochaine section aval. Ces distances sont définies pour la rive gauche, le canal principal, et la rive droite.

Les valeurs de rugosité n de Manning : la valeur de la rugosité ou le coefficient de Manning n est indiqué pour la rive gauche, le canal principal, et la rive droite. Nous avons utilisé des valeurs de n suivant les repères dans le levé topographique. Ces valeurs sont tirées du manuel d'utilisation de HEC-RAS.

Situation des rives du canal principal (lit mineur) : les stations des rives du canal principal, sont employées pour séparer le lit mineur des deux parties du lit majeur en rive gauche, et rive droite.

Coefficients de contraction et d'expansion : les coefficients de contraction et d'expansion sont utilisés pour évaluer la quantité de perte d'énergie qui se produit en raison d'une contraction ou d'une expansion d'écoulement.

- **Estimation de la rugosité n de Manning**

Les valeurs de rugosité choisies pour le lit (lit mineur) et les terrasses d'inondations (lit majeur) de l'oued sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur) pour toute variable hydraulique ou hydrologique du modèle hydraulique étudié. Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas de règle solide et précise permettant à l'ingénieur hydraulicien de définir avec exactitude (avec un degré de confiance élevé) la valeur de n pour une situation hydraulique donnée. Les facteurs qui affectent la rugosité des lits d'oued comprennent :

- Matériaux de lits et dimension moyenne de particules solides ;
- Irrégularités des surfaces des lits d'oued ;
- Formes des lits d'oued (comme les rides, dunes, chutes et autres) ;
- Caractéristiques d'érosion et de sédimentation ;
- Tendances à la formation de méandres ;
- Obstacles à l'écoulement (arbres déracinés, souches d'arbres, remblais et autres) ;
- Changement dans la géométrie entre les sections d'oueds ;
- Végétation sur les terrasses d'inondations et le lit mineur de l'oued.

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning. Pour estimer le coefficient n des terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

Des tests de contrôle doivent être réalisés pour évaluer l'effet de la variation de la valeur de rugosité n sur le résultat hydraulique final. Une bonne estimation est celle s'écartant de 20% environ de la "vraie" valeur de n . en plus de l'expérience acquise, tous les moyens techniques, comme les tables, la formule ou technique Cowan ou d'autres approches pour estimer les valeurs de n les plus plausibles pour le tronçon d'oued considéré et ce en tenant compte des différents ouvrages en place. Une moyenne arithmétique ou pesée de toutes les estimations, obtenues à partir de ces techniques, peut être utilisée et appliquée comme valeur de rugosité adoptée. Par exemple, les valeurs de rugosité n des terrasses d'inondations ou même du lit mineur d'oued estimées à partir des tables, peuvent être modifiées en utilisant les observations et visites *in situ* de terrains et même des images aériennes récentes (ou images satellitaires Google, par exemple) montrant la densité et les changements dans la végétation locale.

Les sections géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS sont extraites du logiciel **Covadis 10.1a** et **Autocad Civil 3D 2017**,

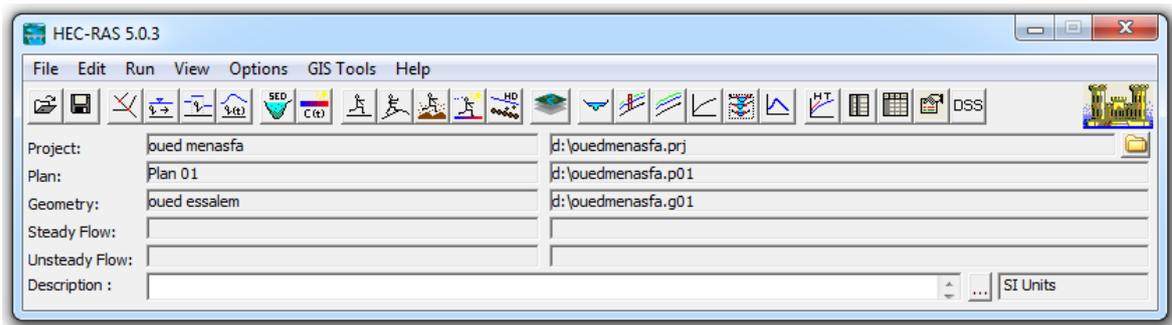


Figure IV.6 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

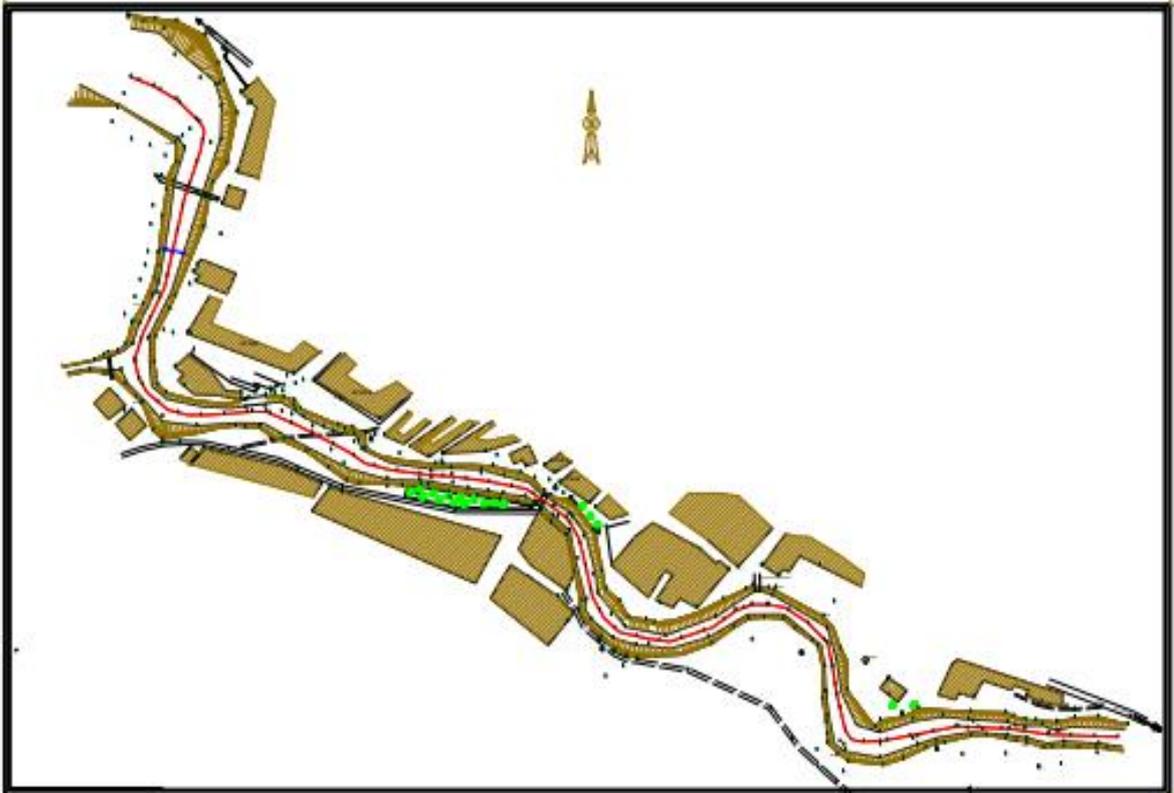


Figure IV.7 : Schéma général d'oued Menasfa

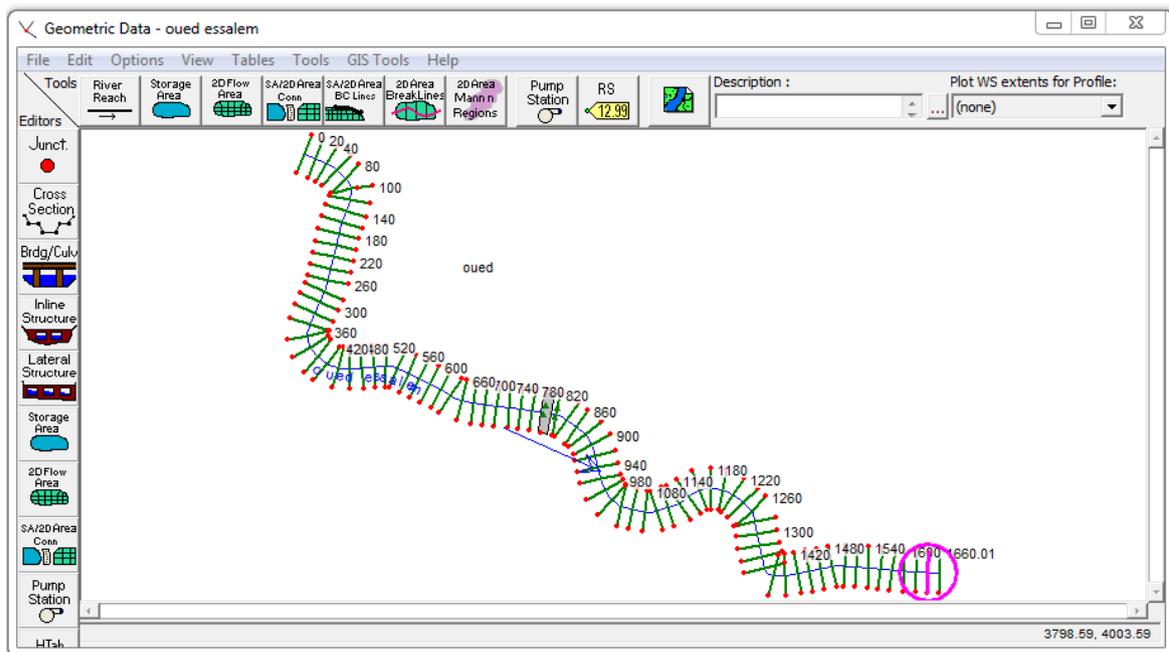


Figure IV.8 : Définition du tracé de l'oued et des sections

IV.7.2) Les données de l'écoulement et les conditions aux limites :

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par **HEC-RAS** est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du système de rivière.

a. Données d'écoulement :

Les données d'écoulement sont saisies de l'amont à l'aval pour chaque tronçon. Une valeur d'écoulement est écrite à l'extrémité en amont du système de rivière. Le débit appliqué est le résultant de la simulation hydrologique retenue en utilisant le modèle **HEC-RAS** pour le débit de 50ans.

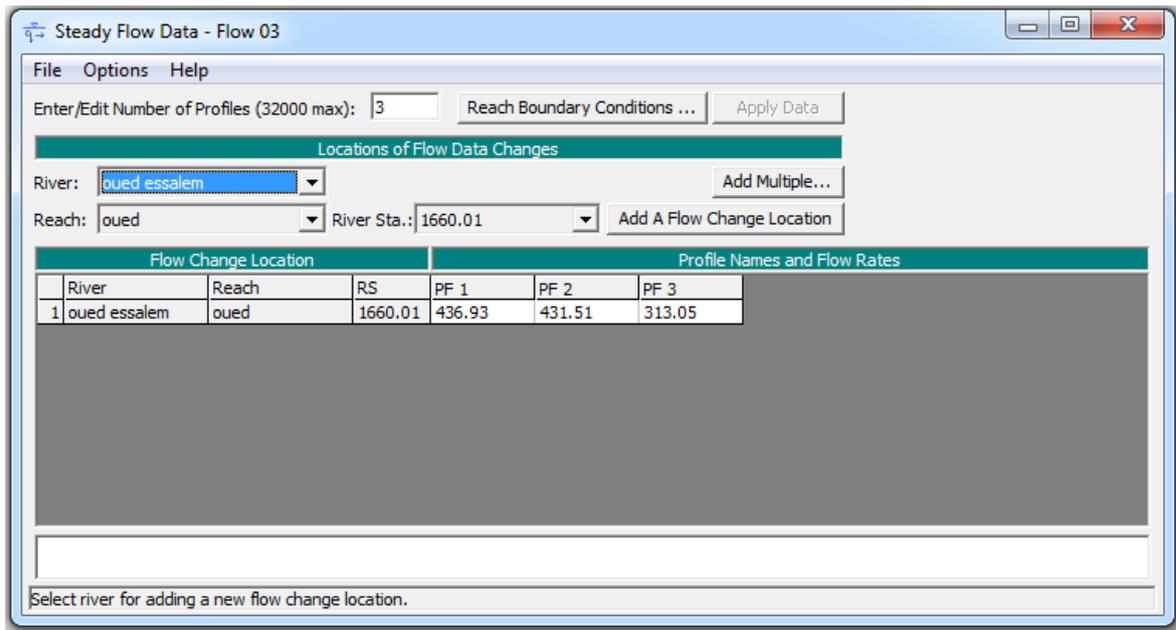


Figure IV.9 : Définition de la crue et des conditions aux limites

b. Condition aux limites :

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, **HEC-RAS** utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel fluvial, caractérisés par un ressaut.

IV.8) Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($HRH = HS_2 - HS_1$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux. Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (LRH).

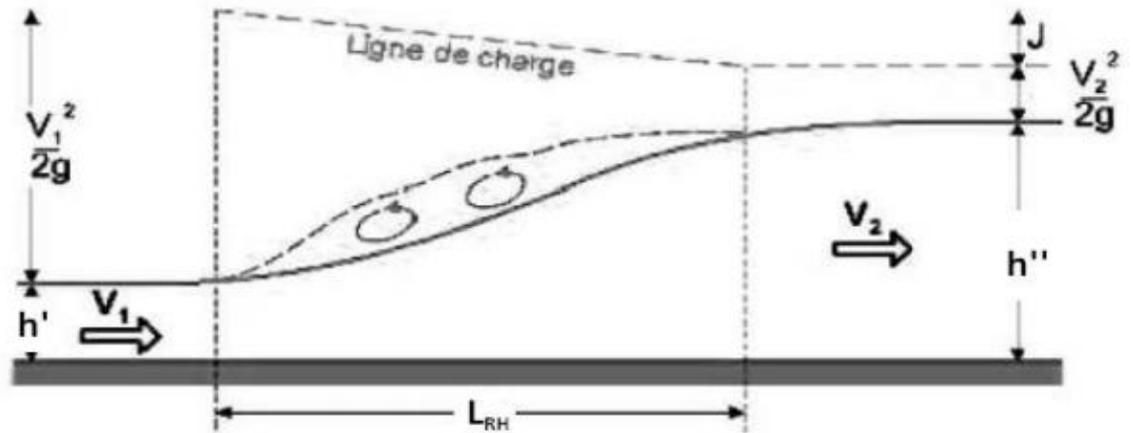


Figure IV.10 : Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE "Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc :

Tableau IV.6 : Les différents types de ressaut

Type de ressaut	Valeurs de Fr	Observation
Prés ressaut (ressaut ondulé)	1 ÷ 1,7	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique hcr
Un ressaut faible	1,7 ÷ 2,5	Des petits rouleaux apparaissent
Un ressaut oscillant	2,5 ÷ 4,5	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
Un ressaut stationnaire	4,5 ÷ 9	Forte dissipation d'énergie
Un ressaut fort	> 9	Jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

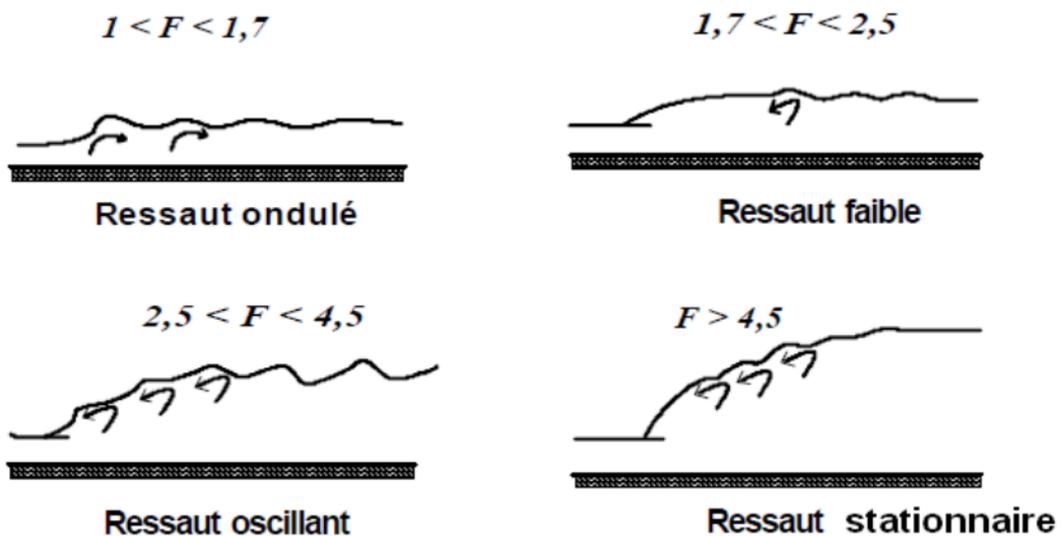


Figure IV.11 : Typologie des ressauts

Si le nombre de FROUDE "Fr" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

IV.9) Calcul avant l'aménagement de l'oued :

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. En basant sur les données locales de l'agglomération on fait le calcul de certaines sections de l'oued la ou il ya des inondations lors des fortes chutes de pluie. Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel **HEC-RAS**.

Tableau IV.4 : Paramètres hydrauliques des (86) sections.

Section	Période de Retour	Q Total (m ³ /s)	Cote de lit mineur (m)	Cote de la surface de l'eau (m)	Cote de la surface de l'eau critique (m)	Cote d'énergie (m)	La pente d'énergie (m/m)	La vitesse (m/s)	Surface inondée (m ²)	Miroir (m)	Nombre de Froude
1660	50ans	431.51	521.72	526.49		527.1	0.00063	3.45	125.08	46.55	0.67
1640	50ans	431.51	521.71	526.6		527.04	0.00042	2.96	145.55	51.46	0.56
1620	50ans	431.51	523.43	526.08	526.08	526.98	0.00148	4.22	102.19	57.29	1.01
1600	50ans	431.51	520.2	523.83	524.91	526.74	0.00331	7.55	57.12	24.16	1.57
1580	50ans	431.51	521.23	524.06	524.82	526.53	0.00531	6.96	61.98	43.36	1.86
1560	50ans	431.51	520.09	524.35	525	526.27	0.00432	6.15	70.2	46.8	1.6
1540	50ans	431.51	519.8	523.71	524.62	526.16	0.00291	6.93	62.25	26.66	1.45
1520	50ans	431.51	520.4	524.21	524.69	525.83	0.00473	5.64	76.5	67.4	1.69
1500	50ans	431.51	519.51	522.88	524.07	525.63	0.00410	7.35	58.74	31.1	1.71
1480	50ans	431.51	519.72	522.84	523.84	525.52	0.00517	7.25	59.51	36.08	1.8
1460	50ans	431.51	519.59	523.12	523.78	525.26	0.00426	6.48	66.57	39.22	1.59
1440	50ans	431.51	519.21	524.3	522.87	524.61	0.00033	3.47	174.39	69.2	0.7
1420	50ans	431.51	520.48	524.15		524.59	0.00047	3.94	146.74	57.13	0.79
1400	50ans	431.51	519.19	524.32		524.51	0.00011	1.91	225.96	58.45	0.81
1380	50ans	431.51	519.19	524.04		524.48	0.00050	2.94	146.69	53.01	0.56
1360	50ans	431.51	519.09	524.03		524.47	0.00053	2.94	146.85	52.63	0.56
1340	50ans	431.51	518.84	524.2		524.38	0.00014	1.88	229.08	70	0.33
1320	50ans	431.51	519.49	524.12		524.37	0.00023	2.22	194.61	70	0.42
1300	50ans	431.51	519.13	524.2		524.34	0.00009	1.68	257.23	70	0.28
1280	50ans	431.51	518.36	524.13		524.33	0.00016	1.97	219.35	70	0.35
1260	50ans	431.51	518.59	524.1		524.32	0.00020	2.08	207.76	70	0.38
1240	50ans	431.51	520.4	523.48	523.48	524.26	0.00153	3.92	110.13	70	1

Tableau IV.4 : Paramètres hydrauliques des (86) sections. (Suite)

Section	Période de Retour	Q Total (m ³ /s)	Cote de lit mineur (m)	Cote de la surface de l'eau (m)	Cote de la surface de l'eau critique (m)	Cote d'énergie (m)	La pente d'énergie (m/m)	La vitesse (m/s)	Surface inondée (m ²)	Miroir (m)	Nombre de Froude
1220	50ans	431.51	519.25	523.38	522.2	523.7	0.000354	2.52	171.32	70	0.51
1200	50ans	431.51	518.27	522.96	522.86	523.65	0.001223	3.69	116.97	70	0.91
1180	50ans	431.51	518.63	523.07		523.58	0.000712	3.14	137.26	70	0.72
1160	50ans	431.51	518.09	522.71	522.71	523.52	0.001637	3.98	108.51	69.44	1.02
1140	50ans	431.51	518.59	522.46	522.64	523.46	0.002233	4.44	97.21	70	1.2
1120	50ans	431.51	518.23	522.79	522.23	523.3	0.000719	3.15	137.16	70	0.72
1100	50ans	431.51	518.51	522.86		523.25	0.00041	2.78	155.25	61.77	0.56
1080	50ans	431.51	518.24	522.95		523.2	0.00021	2.2	195.95	66.17	0.41
1060	50ans	431.51	517.59	522.83		523.18	0.000344	2.63	163.94	54.73	0.49
1040	50ans	431.51	517.88	522.88		523.15	0.000184	2.31	186.58	53.2	0.39
1020	50ans	431.51	517.84	522.83		523.15	0.000238	2.5	172.81	52.28	0.44
1000	50ans	431.51	518.03	522.57		523.12	0.000626	3.26	132.24	56.94	0.68
980	50ans	431.51	517.58	522.79		523.01	0.000199	2.1	205.38	70	0.39
960	50ans	431.51	517.07	522.75		523.01	0.000259	2.24	192.8	70	0.43
940	50ans	431.51	517.41	522.73		523	0.00026	2.3	187.33	70	0.45
920	50ans	431.51	516.75	522.74		522.99	0.000223	2.18	197.69	70	0.41
900	50ans	431.51	517.72	522.1	522.09	522.92	0.001434	4.02	107.38	64.1	0.99
880	50ans	431.51	516.56	522.45		522.74	0.000296	2.39	180.51	70	0.48
860	50ans	431.51	516.59	522.35		522.73	0.000485	2.73	158.08	70	0.58
840	50ans	431.51	517.12	522.05		522.69	0.001072	3.53	122.34	70	0.85
820	50ans	431.51	518.02	522.19	521.59	522.6	0.000516	2.85	151.67	70	0.62
810.87	50ans	431.51	516.41	521.61	521	521.92	0.000317	2.46	175.27	70	0.5

Tableau IV.4 : Paramètres hydrauliques des (86) sections. (Suite)

Section	Période de Retour	Q Total	Cote de lit mineur	Cote de la surface de l'eau	Cote de la surface de l'eau critique	Cote d'énergie	La pente d'énergie	La vitesse	Surface inondée	Miroir	Nombre de Froude
780	50ans	431.51	516.37	521.56		521.91	0.000401	2.62	164.99	70	0.54
760	50ans	431.51	515.87	521.68		521.86	0.000151	1.86	231.42	70	0.33
740	50ans	431.51	515.94	521.61		521.85	0.000206	2.14	201.39	70	0.4
720	50ans	431.51	515.54	521.54		521.84	0.000295	2.4	180.05	70	0.48
700	50ans	431.51	517.65	521	521	521.78	0.001483	3.91	110.3	70	1
680	50ans	431.51	515.59	521.03	519.79	521.42	0.00049	2.79	154.47	70	0.6
660	50ans	431.51	515.81	520.59	520.59	521.37	0.001565	3.92	110.02	70	1
640	50ans	431.51	516.1	519.73	520.22	521.27	0.00248	5.48	78.75	43.29	1.3
620	50ans	431.51	515.38	518.04	518.94	521.04	0.00646	7.67	56.27	40.21	2.07
600	50ans	431.51	515.83	518.83	519.33	520.59	0.002764	5.88	73.36	41.08	1.41
580	50ans	431.51	515.39	520.08	519.13	520.41	0.000344	2.51	171.72	70	0.51
560	50ans	431.51	515.19	519.87		520.38	0.00078	3.17	136.21	70	0.73
540	50ans	431.51	515.07	520.03		520.3	0.00026	2.3	187.4	70	0.45
520	50ans	431.51	514.86	519.93		520.28	0.000394	2.62	164.51	70	0.55
500	50ans	431.51	515.76	519.38	519.22	520.22	0.0011	4.05	106.42	51.63	0.9
480	50ans	431.51	515.22	519.63		520.09	0.000611	3	143.62	70	0.67
460	50ans	431.51	514.58	519.62		520.07	0.00062	2.98	144.74	70	0.66
440	50ans	431.51	514.59	519.7		520.02	0.000319	2.51	171.98	67.21	0.5
420	50ans	431.51	515.32	519.65		520.01	0.000422	2.68	160.85	70	0.57
400	50ans	431.51	515.06	519.75		519.96	0.000168	2.02	214	70	0.37
380	50ans	431.51	514.11	519.79		519.94	0.0001	1.71	252.17	70	0.29
360	50ans	431.51	513.96	519.74		519.93	0.00016	1.93	223.36	70	0.35
340	50ans	431.51	513.94	519.65		519.92	0.000263	2.29	188.57	70	0.45

Tableau IV.4 : Paramètres hydrauliques des (86) sections (Suite)

Section	Période de Retour	Q Total	Cote de lit mineur	Cote de la surface de l'eau	Cote de la surface de l'eau critique	Cote d'énergie	La pente d'énergie	La vitesse	Surface inondée	Miroir	Nombre de Froude
320	50ans	431.51	513.89	519.72		519.89	0.000118	1.81	238.43	70	0.31
300	50ans	431.51	514.35	519.67		519.88	0.000176	2.04	211.6	70	0.37
280	50ans	431.51	513.81	519.71		519.85	0.00009	1.66	260.26	70	0.27
260	50ans	431.51	513.35	519.62		519.84	0.000206	2.1	205.34	70	0.39
240	50ans	431.51	514.47	519.62		519.84	0.000196	2.1	205.68	70	0.39
220	50ans	431.51	513.1	519.66		519.81	0.000105	1.71	251.77	70	0.29
200	50ans	431.51	516.29	518.96	518.96	519.74	0.001519	3.93	109.85	70	1
180	50ans	431.51	513.67	516.59	517.59	519.49	0.00585	7.53	57.29	34.3	1.86
160	50ans	431.51	512.73	518.69	516.64	518.91	0.000199	2.06	209.72	70	0.38
140	50ans	431.51	514.84	518.03	518.03	518.84	0.001531	3.98	108.53	67.4	1
120	50ans	431.51	513.91	515.43	516.33	518.55	0.008407	7.82	55.16	46.79	2.3
100	50ans	431.51	514.16	515.25	516.13	518.38	0.005732	4.52	57.57	45.13	1.74
80	50ans	431.51	512.92	517.06	515.39	517.25	0.000154	1.95	221.17	70	0.35
60	50ans	431.51	512.12	516.81		517.22	0.000593	2.86	150.76	70	0.62
40	50ans	431.51	512.48	516.9		517.17	0.000296	2.33	185.48	70	0.46
20	50ans	431.51	512.91	516.97		517.13	0.000116	1.77	243.61	70	0.3
0	50ans	431.51	513.62	516.28	516.28	517.07	0.00157	3.92	110.01	70	1

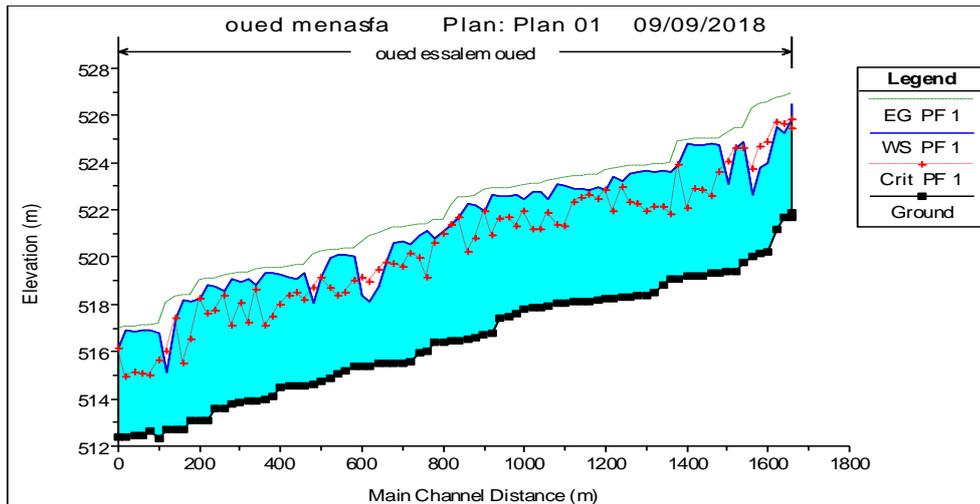


Figure IV.12 : Profil en long du canal

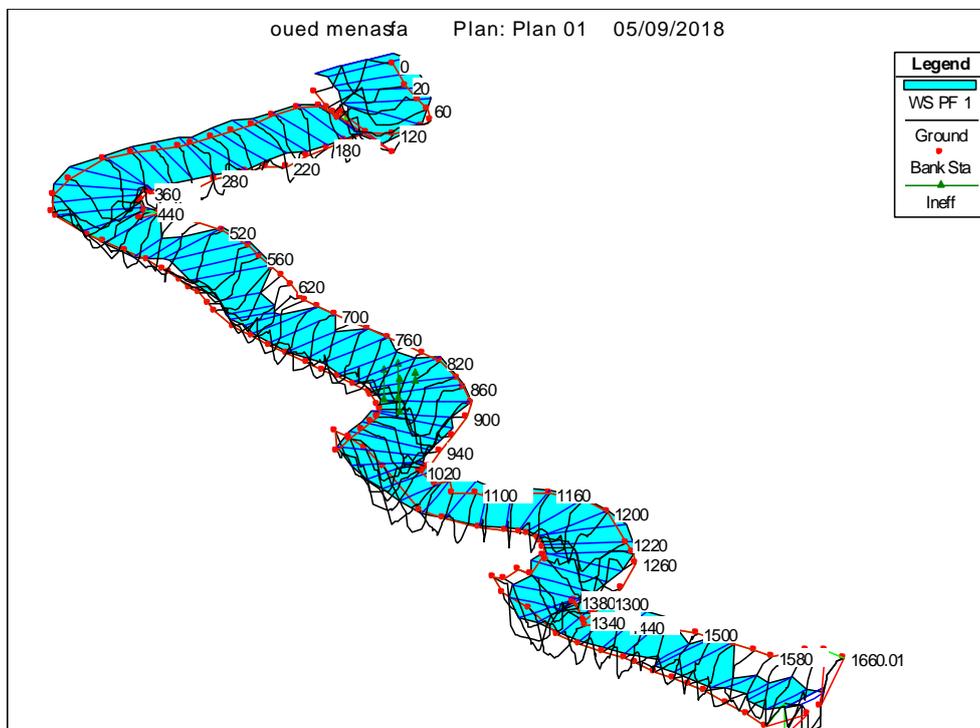


Figure IV.13 : Vue en Plan en 3D de l'oued Menasfa avec les ouvrages d'arts, d'après la simulation par HEC RAS

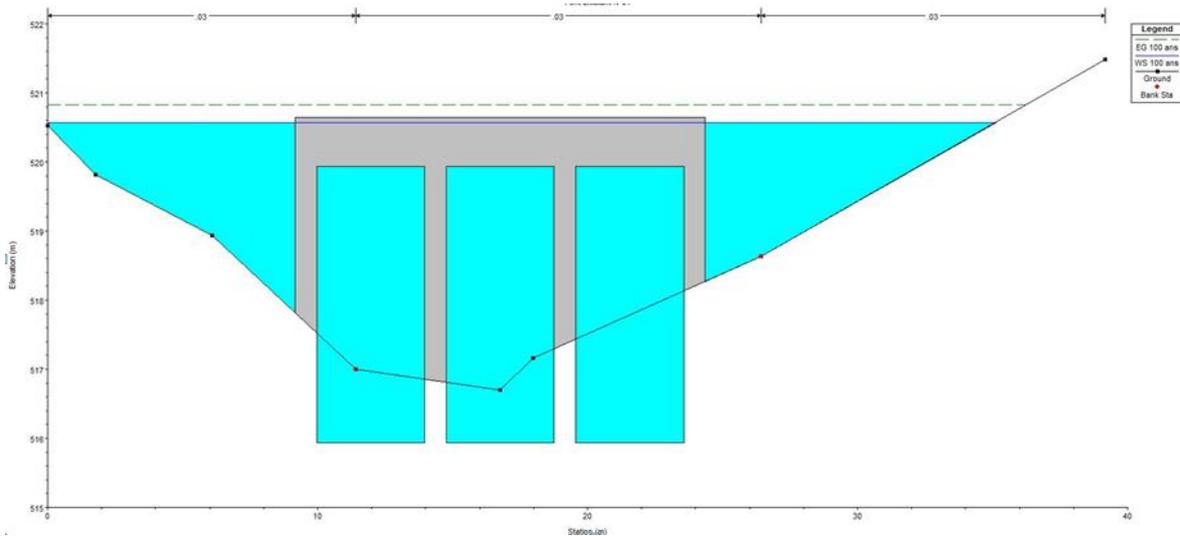


Figure IV.14 : Section en travers de l'oued Menasfa au niveau du pont existant, (PK 810.87÷Pk 815.87)

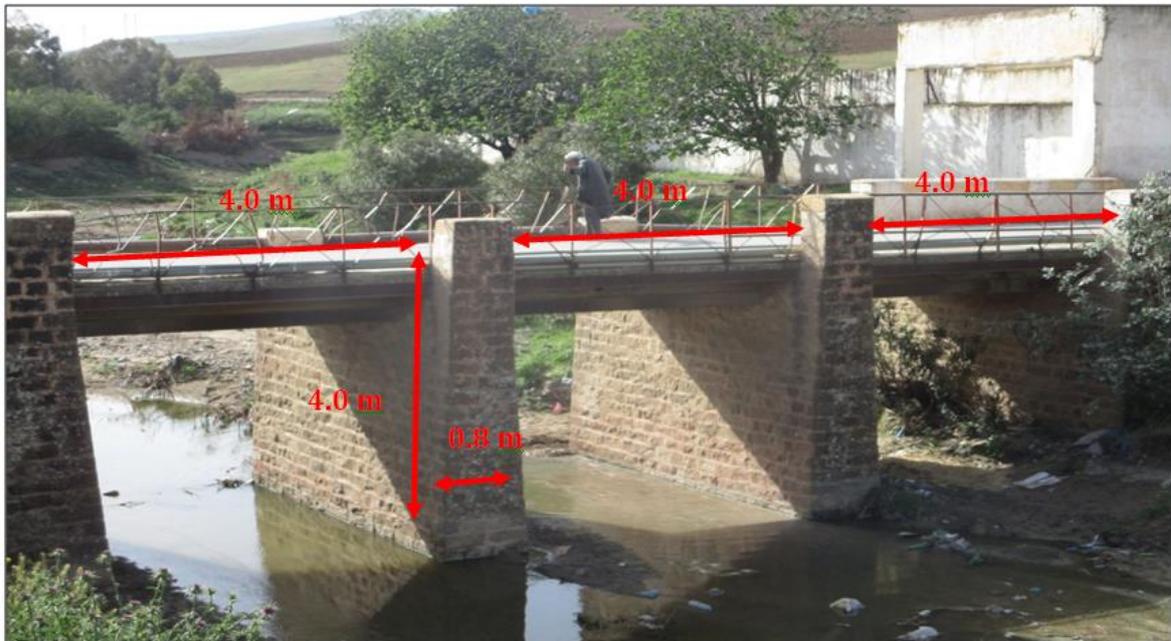


Figure IV.15 : Ouvrage existant (PK 810.87÷Pk 815.87)

Interprétation des résultats :

Concernant la section en travers de l'oued Menasfa au niveau pont existant à Pk 810.87÷ Pk 815.87, avec les positions de la ligne de surface de l'eau pour la fréquence centennale. On constate qu'il y a un débordement au niveau de ce dernier.

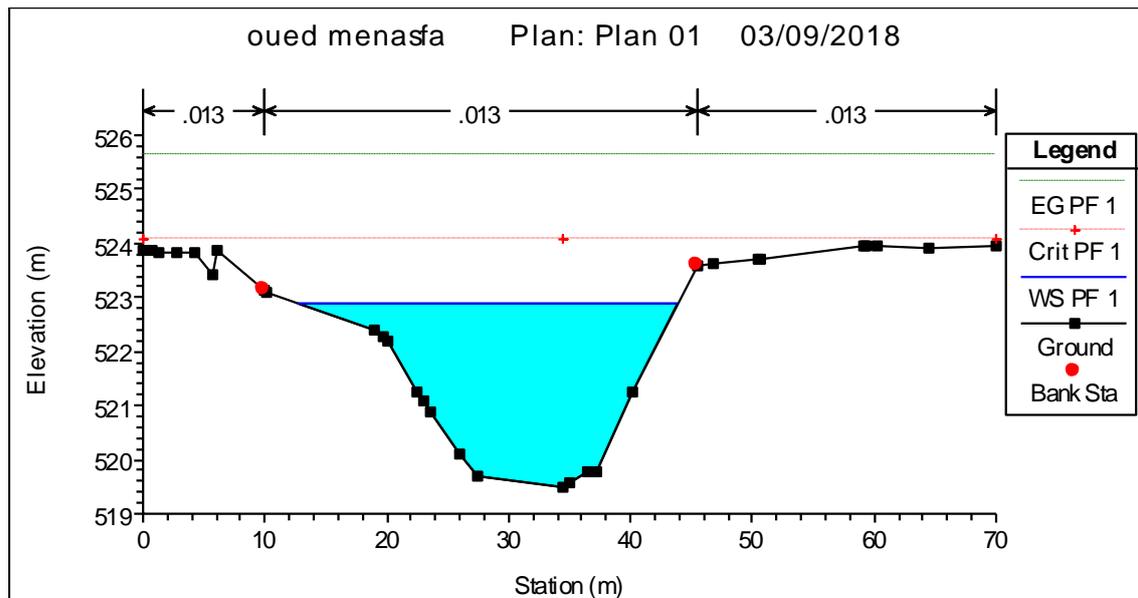


Figure IV.16 : sections en travers après la simulation par HEC RAS (PK 1500)

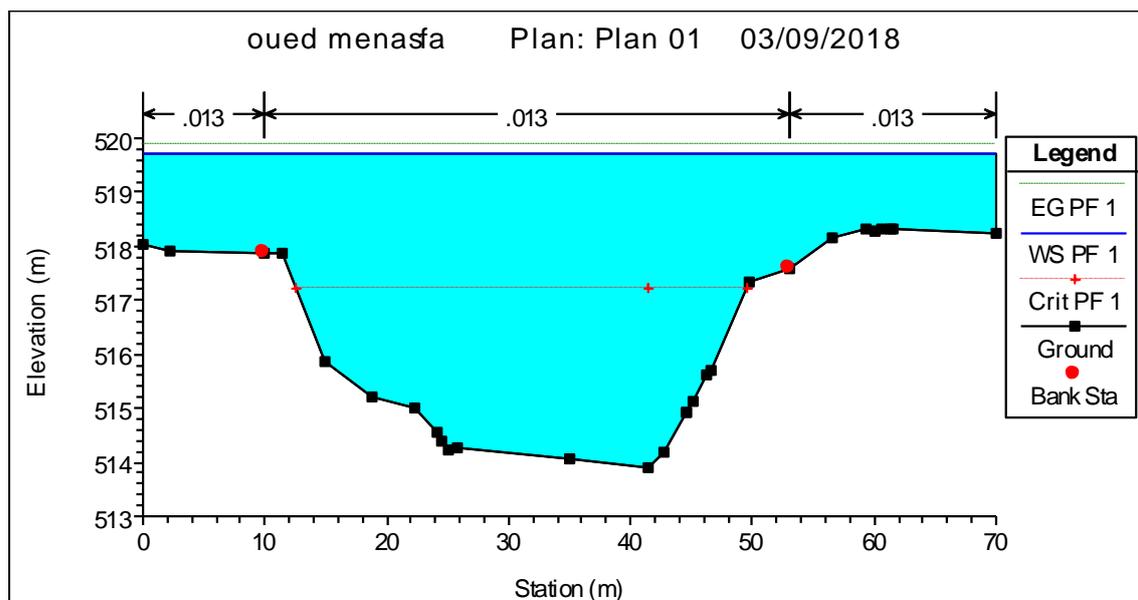


Figure IV.17 : section en travers après la simulation par HEC RAS (PK 320).

Commentaire

Nous remarquons que notre oued déborde presque tout le long de leurs parcours dans la ville.

IV.10) Etude des variantes

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement d'Oued Menasfa seront proposés. Dans le but de bien protéger la ville d'Oued Essalem contre les crues. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements en tenant compte des conditions naturelles.

Parmi ces schémas une variante sera retenue et fera l'objet d'une étude détaillée. Cette variante garantira la protection de la localité contre les crues de l'oued. Il faut surtout que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

IV.10.1) Analyse du site à étudier

Avant le choix des variantes, on doit passer d'abord à une analyse du site à étudier pour de bien connaître l'état de l'oued et ses caractéristiques.

On rappelle que notre bassin contient des zones plates très encombrée par les constructions, et le cours d'eau principal d'Oued El Menasfa traversera la ville au milieu entre les quartiers comme la montre **la figure** , donc le risque d'inondation dans ces zones sera très probable.



(source : DRE W. Relizane)

Figure IV.18: Etendue de l'oued entre les quartiers.

De plus l'érosion des berges par les courants qui arrache les particules grain par grain aggrave le problème d'inondation, ceci est se produit lorsque la vitesse du courant et sa turbulence sont capables de vaincre le poids et la cohésion des particules.

IV.10.2) Choix de la forme de la section

A fin d'optimiser les solutions, des variantes de la forme de la section du canal seront élaborées. Les sections les plus usuelles sont :

- ✓ Section trapézoïdale.
- ✓ Section rectangulaire.

IV.10.2.1) Section Trapézoïdale

a) Avantages

- Le faible coût, le revêtement se fait par un béton armé par du treillis soudé (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).

b) Inconvénient

- L'inconvénient majeur de cette section est la largeur des berges qui peut constituer une contrainte de passage à proximité des habitations.

IV.10.2.2) Section Rectangulaire

a) Avantages

- Par sa faible largeur il convient aux passages étroits.
- Facilité de la pose des dalles de couverture ou des grilles.

b) Inconvénients

- Le coût est cher.
- la stabilité du talus est faible

Il apparaît clairement que notre zone d'étude est se trouve dans une zone rurale en dehors de l'agglomération, pour cela, nous choisissons la première section (Trapézoïdale) qui est la plus avantageuse.

IV.10.3) Les variantes proposées

L'objectif de l'étude des variantes d'aménagement est de dégager la solution adéquate pour la protection de la zone concernée par les crues. Cette protection consiste, en premier temps à limiter la progression de l'oued vers les habitations et d'éviter ensuite le débordement des eaux. Ainsi, l'aménagement préconisé doit pouvoir drainer les eaux pluviales de notre bassin versant et les évacuer vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de protection et de stabilité des berges.

Les variantes proposées doivent se basant sur la reconnaissance du lieu et l'étude hydrologique de la zone d'étude, et quelque critère simple permettront de distinguer deux ou trois variantes.

IV.10.4) Première variante

Dans cette variante nous proposons un canal en béton armé de forme rectangulaire ouvert sur un linéaire de 1240 ml (P1-P62) , dans la partie amont de l'oued e, une largeur de 14 à 30 m, qui correspond à la largeur moyenne de l'Oued , suivi par un canal trapézoïdale en

béton armé, sur un linéaire de 420 m (P62-P84), dans la partie aval de l'oued où les largeurs de l'oued sont très larges c'est donc à la sortie de la ville.

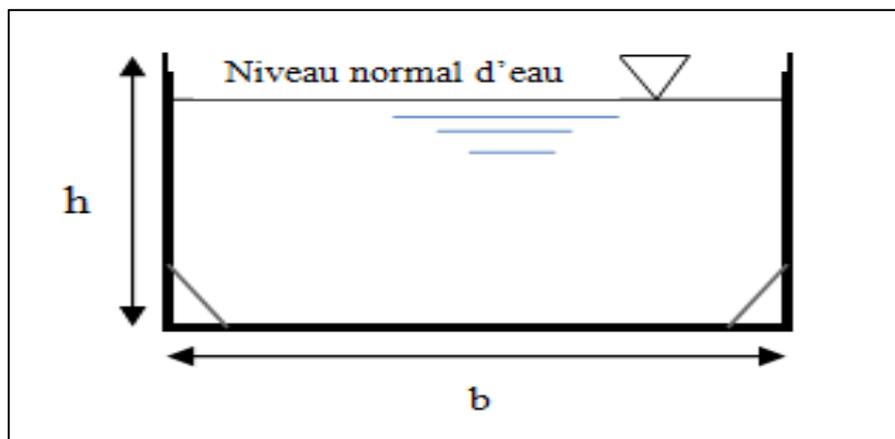


Figure IV.19 : Coupe type de canal rectangulaire

Tableau IV.7 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°1

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal des formes rectangulaires trapézoïdal successives.	<ul style="list-style-type: none"> • le rendement hydraulique est efficace. • les résultats de calcul sont réalistes. • la durée de vie est importante. • les matériaux de constructions sont disponibles. • entretien très facile. • la forme étroite est adaptée à la ville. • la durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion. • assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. • très répandu dans la protection contre les inondations. • gagner de l'espace. • Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée. • Un aspect esthétique. 	<ul style="list-style-type: none"> • le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton. • 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. • Risque d'affouillement entre les parois verticales et le terrain naturel.

IV.10.4.1) Calcul hydraulique de l'ouvrage de protection

a. Tracé du canal

Afin d'éviter des travaux de terrassement et de génie civil beaucoup trop importants, nous avons opté pour un tracé de canal qui suit le cours d'eau naturel du lit du bassin versant et qui permet en même temps la collecte des eaux pluviales.

b. Pente de projet

Le choix de la pente est très important avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, donc il faut choisir une pente d'une façon à avoir des vitesses inférieure à la vitesse admissible d'érosion.

Pour le calcul de dimensionnement Les différents aménagements projetés ont été décomposés en tronçons.

Tableau IV.8: Pente et longueur des différents tronçons

Profils	Longueur(m)	Pentes(%)
P1-P9	160	1.46
P9-P36	540	0.42
P36-P62	520	0.53
P62-P84	440	0.4

c. Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s de la formule Manning-Strickler

Comme on opté pour une section trapézoïdale en béton armé, le coefficient de rugosité, n , est de l'ordre de $0.013(\text{s/m}^{1/3})$, alors on aura $K_s=75$.

d. Choix de la largeur du fond

La largeur de fond est tirée à partir de levé topographique.

Tableau IV.9: Largeur des différents tronçons

Profils	Largeur(m)
P1-P9	16
P9-P36	18
P36-P62	21
P62-P84	30

e. Données de départ pour le dimensionnement

Tableau 10 : Les données de départ

Q (m^3/s)	431.51
Coefficient de rugosité (n)	0.0133
Longueur de chenal (m)	1660
Pente moyenne I du terrain naturel (m/ml)	Variable

- **Tronçon N°1 :P1-P9**

Aménagement projeté: Canal ouvert en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 160 m

Tableau : Calcul des paramètres optimums du canal P1 – P9.

b(m)	h(m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	C (m ^{1/2} /s)	Fr
16	1	16.00	18.00	0.89	1.46	431.51	26.97	75.43	8.61
16	2	32.00	20.00	1.60	1.46	431.51	13.48	83.19	3.04
16	2.5	40.00	21.00	1.90	1.46	431.51	10.79	85.64	2.18
16	2.1	33.60	20.20	1.66	1.46	431.51	12.84	83.73	2.83
16	2.2	35.20	20.40	1.73	1.46	431.51	12.26	84.24	2.64
16	2.15	34.40	20.30	1.69	1.46	431.51	12.54	83.99	2.73
16	2.12	33.92	20.24	1.68	1.46	431.51	12.72	83.84	2.79
16	2.11	33.76	20.22	1.67	1.46	431.51	12.78	83.78	2.81
16	2.111	33.78	20.22	1.67	1.46	431.51	12.78	83.79	2.81
16	2.112	33.79	20.22	1.67	1.46	431.51	12.77	83.79	2.81
16	2.113	33.81	20.23	1.67	1.46	431.51	12.76	83.80	2.80

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 16 m** et **h_n=2.11 m**, on ajoutant la valeur de la marge de sécurité (0.3m) on trouve : **h_n=2.4 m**.

Tableau11 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H _{cr} (m)	b(m)	S _{cr} (m ²)	P _{cr} (m)	R _h (m)	V _{cr} (m/s)	H _s (m)	I _{cr}	Q (m ³ /s)
2.4	16	38.4	20.8	1.85	11.24	8.84	0.0092	431.51
2.5	16	40	21	1.90	10.79	8.43	0.0083	431.51
2.6	16	41.6	21.2	1.96	10.37	8.08	0.0074	431.51
2.7	16	43.2	21.4	2.02	9.99	7.79	0.0067	431.51
3	16	48	22	2.18	8.99	7.12	0.0050	431.51
3.1	16	49.6	22.2	2.23	8.70	6.96	0.0046	431.51
3.2	16	51.2	22.4	2.29	8.43	6.82	0.0042	431.51
3.3	16	52.8	22.6	2.34	8.17	6.70	0.0039	431.51
3.4	16	54.4	22.8	2.39	7.93	6.61	0.0036	431.51
3.9	16	62.4	23.8	2.62	6.92	6.34	0.0025	431.51
4	16	64	24	2.67	6.74	6.32	0.0023	431.51
4.5	16	72	25	2.88	5.99	6.33	0.0017	431.51
5	16	80	26	3.08	5.39	6.48	0.0013	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 4 m > h_n et la valeur de **I_{cr} = 0.0023**.

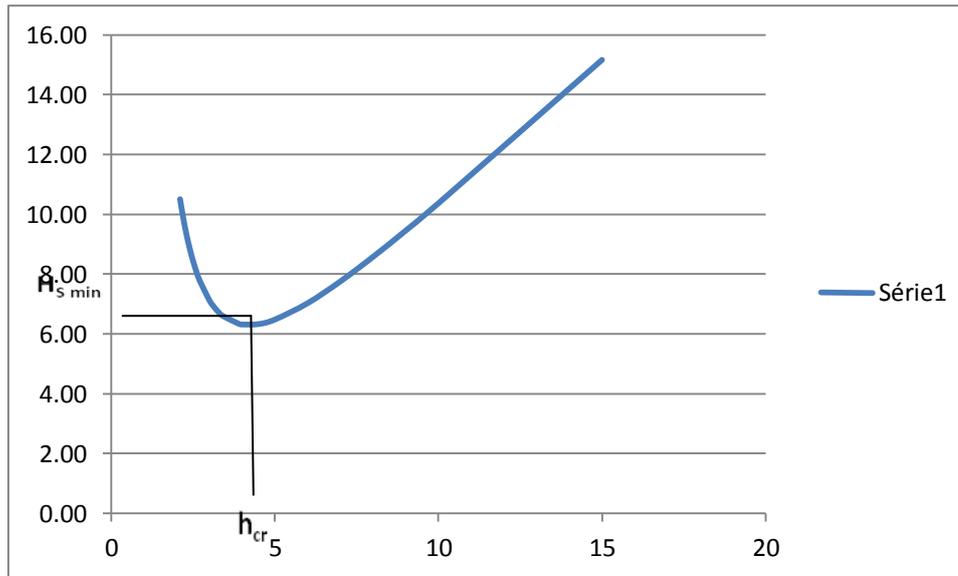


Figure IV.20: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$

- **Tronçon N°2 : P9-P36**

Aménagement projeté: Canal ouvert en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 540 m

Tableau 12 : Calcul des paramètres optimums du canal P9-P36

b(m)	h(m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	vitesse	C(m ^{1/2} /s)	Fr
18	1	18.00	20.00	0.90	0.42	431.51	23.97	75.58	7.65
18	2	36.00	22.00	1.64	0.42	431.51	11.99	83.50	2.71
18	3	54.00	24.00	2.25	0.42	431.51	7.99	88.05	1.47
18	2.8	50.40	23.60	2.14	0.42	431.51	8.56	87.29	1.63
18	2.9	52.20	23.80	2.19	0.42	431.51	8.27	87.68	1.55
18	2.95	53.10	23.90	2.22	0.42	431.51	8.13	87.87	1.51
18	2.92	52.56	23.84	2.20	0.42	431.51	8.21	87.76	1.53
18	2.91	52.38	23.82	2.20	0.42	431.51	8.24	87.72	1.54
18	2.912	52.42	23.82	2.20	0.42	431.51	8.23	87.73	1.54
18	2.915	52.47	23.83	2.20	0.42	431.51	8.22	87.74	1.54

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 18 m** et **h_n=2.92 m**, on ajoutant la valeur de la marge de sécurité (0.3m) on trouve : **h_n=3.2 m**.

Tableau 13 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H_{cr} (m)	b(m)	S_{cr} (m ²)	P_{cr} (m)	R_h (m)	V_{cr} (m/s)	H_s (m)	I_{cr}	Q (m ³ /s)
2.4	18	43.2	22.8	1.89	9.99	7.49	0.0068	431.51
2.5	18	45	23	1.96	9.59	7.19	0.0061	431.51
2.6	18	46.8	23.2	2.02	9.22	6.93	0.0055	431.51
2.7	18	48.6	23.4	2.08	8.88	6.72	0.0049	431.51
3	18	54	24	2.25	7.99	6.25	0.0037	431.51
3.1	18	55.8	24.2	2.31	7.73	6.15	0.0034	431.51
3.2	18	57.6	24.4	2.36	7.49	6.06	0.0031	431.51
3.3	18	59.4	24.6	2.41	7.26	5.99	0.0028	431.51
3.4	18	61.2	24.8	2.47	7.05	5.93	0.0026	431.51
3.9	18	70.2	25.8	2.72	6.15	5.83	0.0018	431.51
4	18	72	26	2.77	5.99	5.83	0.0017	431.51
4.5	18	81	27	3.00	5.33	5.95	0.0012	431.51
5	18	90	28	3.21	4.79	6.17	0.0009	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 3.9 m > h_n et la valeur de

$I_{cr} = 0.0018$.

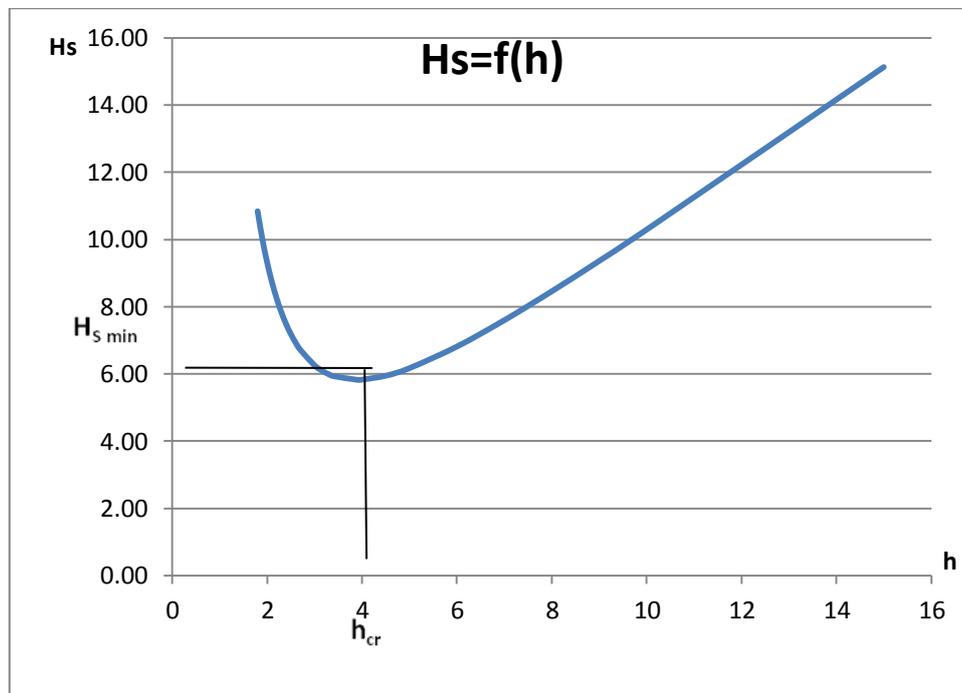


Figure IV.21: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$

Tronçon N°3: P36-P62

Aménagement projeté: Canal ouvert en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 520 m

Tableau14 : Calcul des paramètres optimums du canal P36-P62

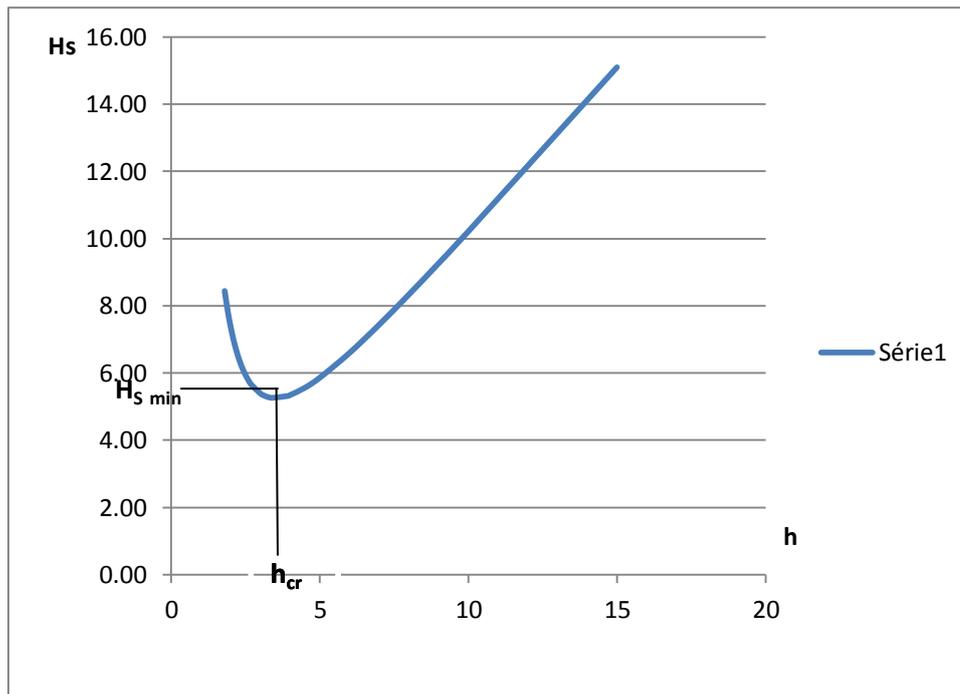
b(m)	h(m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	vitesse	C (m ^{1/2} /s)	Fr
21	1	21.00	23.00	0.91	0.53	431.51	20.55	75.77	6.56
21	2	42.00	25.00	1.68	0.53	431.51	10.27	83.87	2.32
21	3	63.00	27.00	2.33	0.53	431.51	6.85	88.59	1.26
21	2.5	52.50	26.00	2.02	0.53	431.51	8.22	86.48	1.66
21	2.3	48.30	25.60	1.89	0.53	431.51	8.93	85.51	1.88
21	2.4	50.40	25.80	1.95	0.53	431.51	8.56	86.01	1.76
21	2.41	50.61	25.82	1.96	0.53	431.51	8.53	86.05	1.75
21	2.405	50.51	25.81	1.96	0.53	431.51	8.54	86.03	1.76
21	2.406	50.53	25.81	1.96	0.53	431.51	8.54	86.03	1.76
21	2.4054	50.51	25.81	1.96	0.53	431.51	8.54	86.03	1.76

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 21 m** et **h_n=2.41 m**, on ajoutant la valeur de la marge de sécurité (0.3m) on trouve : **h_n=2.7 m**.

Tableau 15 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H _{cr} (m)	b(m)	S _{cr} (m ²)	P _{cr} (m)	R _h (m)	V _{cr} (m/s)	H _s (m)	I _{cr}	Q (m ³ /s)
2.2	21	46.2	25.4	1.82	9.34	6.65	0.0065	431.51
2.3	21	48.3	25.6	1.89	8.93	6.37	0.0057	431.51
2.4	21	50.4	25.8	1.95	8.56	6.14	0.0051	431.51
2.5	21	52.5	26	2.02	8.22	5.94	0.0045	431.51
2.6	21	54.6	26.2	2.08	7.90	5.78	0.0040	431.51
2.7	21	56.7	26.4	2.15	7.61	5.65	0.0036	431.51
3	21	63	27	2.33	6.85	5.39	0.0027	431.51
3.1	21	65.1	27.2	2.39	6.63	5.34	0.0025	431.51
3.2	21	67.2	27.4	2.45	6.42	5.30	0.0023	431.51
3.3	21	69.3	27.6	2.51	6.23	5.28	0.0021	431.51
3.4	21	71.4	27.8	2.57	6.04	5.26	0.0019	431.51
3.9	21	81.9	28.8	2.84	5.27	5.31	0.0013	431.51
4	21	84	29	2.90	5.14	5.35	0.0012	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 3.4 m > h_n et la valeur de **I_{cr} = 0.0019**.

Figure IV.22: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$ **Tronçon N°4: P62-P84**

Aménagement projeté: Canal ouvert en béton armé.

Section : Trapézoïdale

Longueur : 440 m

Tableau 16 : Calcul des paramètres optimums du canal P62-P84

b(m)	h(m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	vitesse	C(m ^{1/2} /s)	Fr
30	1	30.75	32.50	0.95	0.4	431.51	14.03	76.22	4.48
30	2	63.00	35.00	1.80	0.4	431.51	6.85	84.84	1.55
30	1.8	56.43	34.50	1.64	0.4	431.51	7.65	83.50	1.82
30	1.9	59.71	34.75	1.72	0.4	431.51	7.23	84.19	1.67
30	1.95	61.35	34.88	1.76	0.4	431.51	7.03	84.52	1.61
30	1.98	62.34	34.95	1.78	0.4	431.51	6.92	84.71	1.57
30	1.96	61.68	34.90	1.77	0.4	431.51	7.00	84.58	1.60
30	1.97	62.01	34.93	1.78	0.4	431.51	6.96	84.65	1.58
30	1.9706	62.03	34.93	1.78	0.4	431.51	6.96	84.65	1.58

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 30 m** et **h_n=2 m**, on ajoutant la valeur de la marge de sécurité (0.3m) on trouve : **h_n=2.3 m** et **B=33.45m**.

Tableau 17 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H_{cr} (m)	b(m)	S_{cr} (m ²)	P_{cr} (m)	R_h (m)	V_{cr} (m/s)	H_s (m)	I_{cr}	Q (m ³ /s)
1.6	30	49.92	34	1.47	8.64	5.41	0.0069	431.51
1.7	30	53.1675	34.25	1.55	8.12	5.06	0.0057	431.51
1.8	30	56.43	34.5	1.64	7.65	4.78	0.0048	431.51
1.9	30	59.7075	34.75	1.72	7.23	4.56	0.0041	431.51
2	30	63	35	1.80	6.85	4.39	0.0035	431.51
2.2	30	69.63	35.5	1.96	6.20	4.16	0.0026	431.51
2.3	30	72.9675	35.75	2.04	5.91	4.08	0.0023	431.51
2.4	30	76.32	36	2.12	5.65	4.03	0.0020	431.51
2.5	30	79.6875	36.25	2.20	5.42	3.99	0.0018	431.51
2.6	30	83.07	36.5	2.28	5.19	3.98	0.0016	431.51
2.7	30	86.4675	36.75	2.35	4.99	3.97	0.0014	431.51
2.8	30	89.88	37	2.43	4.80	3.97	0.0013	431.51
2.9	30	93.3075	37.25	2.50	4.62	3.99	0.0012	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 2.7 m $>$ h_n et la valeur de

$I_{cr} = 0.0014$.

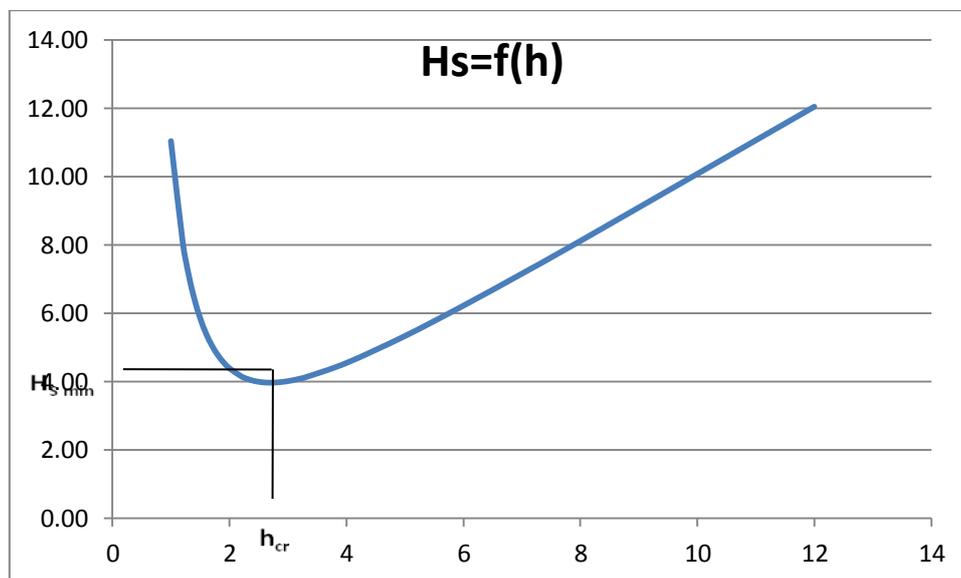


Figure IV.23: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$

Commentaire :

Le régime d'écoulement est **torrentiel** le long de ce tronçon, et la vitesse est un peu plus élevée, mais elle reste inférieure à la vitesse limite d'érosion (pour un canal en béton armé).

IV.10.5) Deuxième variante

Pour cette variante il sera proposé un canal en gabion comme solution d'aménagement, au début de la protection nous projetons un ouvrage d'entrée sous forme d'un lit de pierres, afin de protéger le futur canal d'aménagement contre les affouillements qui peuvent se produire lors d'entrée des eaux dans le canal.

L'aménagement proposé est un canal trapézoïdal à ciel ouvert en gabion, son rôle est d'assurer l'évacuation des eaux vers les endroits préférentiels.

Les matelas en gabions sont utilisés pour réaliser les revêtements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courants sont $2.0 \times 1.0 \times 0.5\text{m}$ et $2.0 \times 1.0 \times 1.0\text{m}$. 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.

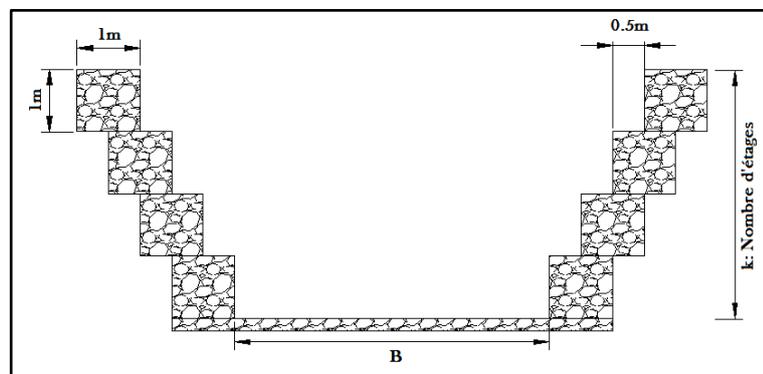


Figure IV.24 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau IV.18 : Présentation des avantages et inconvénients pour la variante N°2

Variante	Avantages	Inconvénients
Gabionnage	<ul style="list-style-type: none"> • utilisation de la matière locale (cout faible). • la mise en œuvre est facile. • bonne protection contre l'érosion. • 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. • résiste à des crues importantes. • transport et stockage aisé, cout moins élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • faible stabilité surtout aux périodes des crues. • l'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. • modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. • 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 d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. • si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.

Tableau IV.19 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée

Caractéristiques	Section S_m (m ²)	Périmètre P_m (m)	Rayon hydraulique R_h (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1)+b.k$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k-1)+b.k}{b+3k-1}$

k : nombre d'étages ;

b : base canal ;

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

- **Tronçon N°1 :P1-P9**

Aménagement projeté: canal à ciel ouvert en gabion

Longueur : 160 m

Tableau 20 : Calcul des paramètres optimums du canal P1 – P9.

b(m)	k	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	C (m ^{1/2} /s)	Fr
16	1	16.00	18.00	0.89	1.46	431.51	26.97	75.43	8.61
16	2	33.00	21.00	1.57	1.46	431.51	13.08	82.94	2.95
16	2.5	41.88	22.50	1.86	1.46	431.51	10.30	85.31	2.08
16	2.1	34.76	21.30	1.63	1.46	431.51	12.42	83.46	2.74
16	2.05	33.88	21.15	1.60	1.46	431.51	12.74	83.21	2.84
16	2.07	34.23	21.21	1.61	1.46	431.51	12.61	83.31	2.80
16	2.09	34.58	21.27	1.63	1.46	431.51	12.48	83.41	2.76
16	2.08	34.40	21.24	1.62	1.46	431.51	12.54	83.36	2.78
16	2.085	34.49	21.26	1.62	1.46	431.51	12.51	83.39	2.77
16	2.084	34.47	21.25	1.62	1.46	431.51	12.52	83.38	2.77

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 16 m** et **k=3**.

Tableau21 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H_{cr} (m)	b(m)	S_{cr} (m ²)	P_{cr} (m)	R_h (m)	V_{cr} (m/s)	H_s (m)	I_{cr}	Q (m ³ /s)
2.8	16	47.32	23.40	2.02	9.12	7.04	0.0059	431.51
3	16	51.00	24.00	2.13	8.46	6.65	0.0048	431.51
3.2	16	54.72	24.60	2.22	7.89	6.37	0.0040	431.51
3.4	16	58.48	25.20	2.32	7.38	6.18	0.0034	431.51
3.6	16	62.28	25.80	2.41	6.93	6.05	0.0029	431.51
3.8	16	66.12	26.40	2.50	6.53	5.97	0.0024	431.51
3.9	16	68.06	26.70	2.55	6.34	5.95	0.0023	431.51
4	16	70.00	27.00	2.59	6.16	5.94	0.0021	431.51
4.1	16	71.96	27.30	2.64	6.00	5.93	0.0020	431.51
4.2	16	73.92	27.60	2.68	5.84	5.94	0.0018	431.51
4.3	16	75.90	27.90	2.72	5.69	5.95	0.0017	431.51
4.4	16	77.88	28.20	2.76	5.54	5.96	0.0016	431.51
4.5	16	79.88	28.50	2.80	5.40	5.99	0.0015	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 4.1 m > h_n et la valeur de

$I_{cr} = 0.0020$.

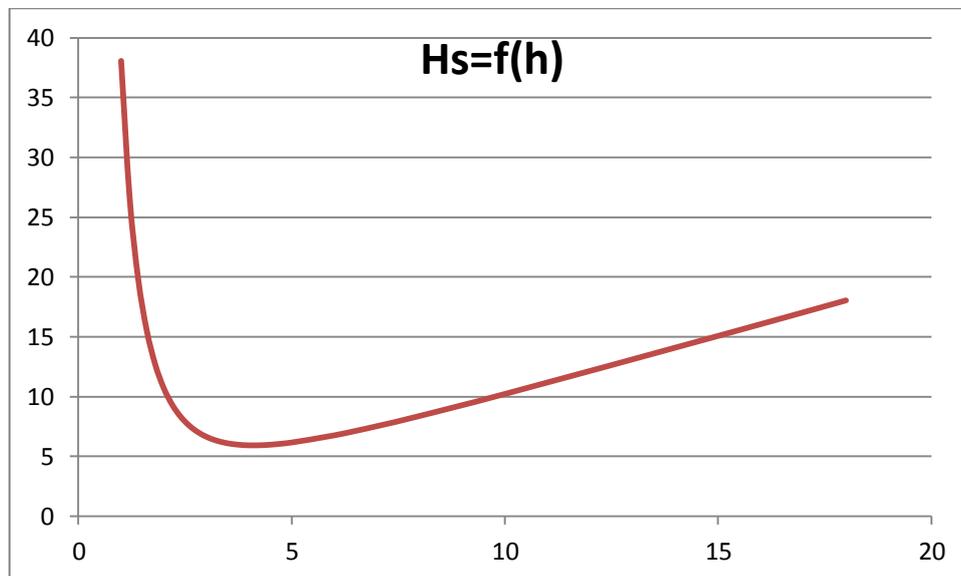


Figure IV.24: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$

- **Tronçon N°2 : P9-P36**

Aménagement projeté: canal à ciel ouvert en gabion

Longueur : 540 m

Tableau 22 : Calcul des paramètres optimums du canal P9-P36

b(m)	k	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	vitesse	C (m ^{1/2} /s)	Fr
18	1	18.00	20.00	0.90	0.42	431.51	23.97	75.58	7.65
18	2	37.00	23.00	1.61	0.42	431.51	11.66	83.27	2.63
18	2.5	46.88	24.50	1.91	0.42	431.51	9.21	85.71	1.86
18	2.8	52.92	25.40	2.08	0.42	431.51	8.15	86.93	1.56
18	2.9	54.96	25.70	2.14	0.42	431.51	7.85	87.31	1.47
18	2.85	53.94	25.55	2.11	0.42	431.51	8.00	87.12	1.51
18	2.851	53.96	25.55	2.11	0.42	431.51	8.00	87.13	1.51

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 18 m** et **k=3**

Tableau 23 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H_{cr} (m)	b(m)	S_{cr} (m ²)	P_{cr} (m)	R_h (m)	V_{cr} (m/s)	H_s (m)	I_{cr}	Q (m ³ /s)
2.2	18	40.92	23.60	1.73	10.55	7.868	0.0084	431.51
2.4	18	44.88	24.20	1.85	9.61	7.112	0.0066	431.51
2.6	18	48.88	24.80	1.97	8.83	6.572	0.0052	431.51
2.8	18	52.92	25.40	2.08	8.15	6.189	0.0042	431.51
3	18	57.00	26.00	2.19	7.57	5.921	0.0034	431.51
3.2	18	61.12	26.60	2.30	7.06	5.740	0.0029	431.51
3.4	18	65.28	27.20	2.40	6.61	5.627	0.0024	431.51
3.7	18	71.60	28.10	2.55	6.03	5.551	0.0019	431.51
3.8	18	73.72	28.40	2.60	5.85	5.546	0.0017	431.51
3.9	18	75.86	28.70	2.64	5.69	5.549	0.0016	431.51
4	18	78.00	29.00	2.69	5.53	5.560	0.0015	431.51
4.1	18	80.16	29.30	2.74	5.38	5.577	0.0014	431.51
4.2	18	82.32	29.60	2.78	5.24	5.600	0.0013	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 3.8 m > h_n et la valeur de

$I_{cr} = 0.0017$.

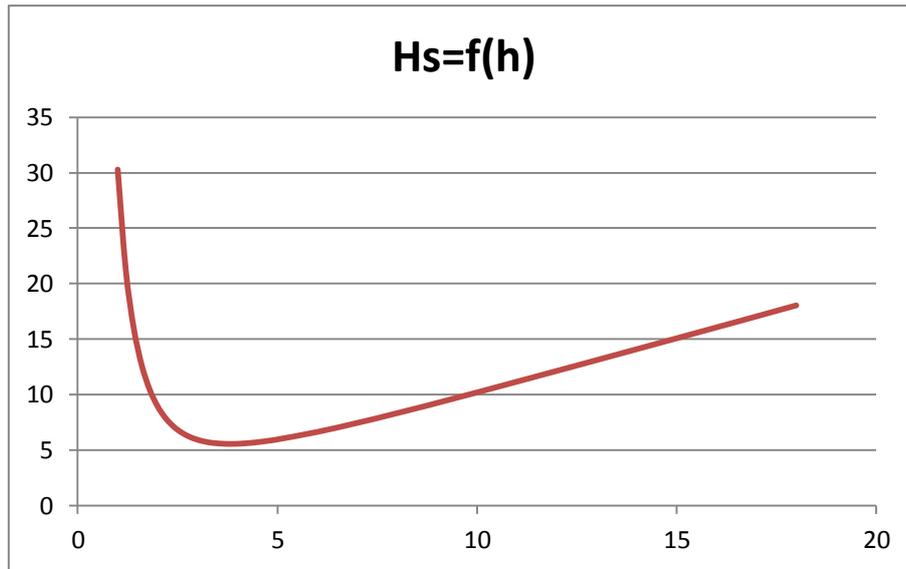


Figure IV.25: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$

Tronçon N°3: P36-P62

Aménagement projeté: canal à ciel ouvert en gabion

Longueur : 520 m

Tableau24 : Calcul des paramètres optimums du canal P36-P62

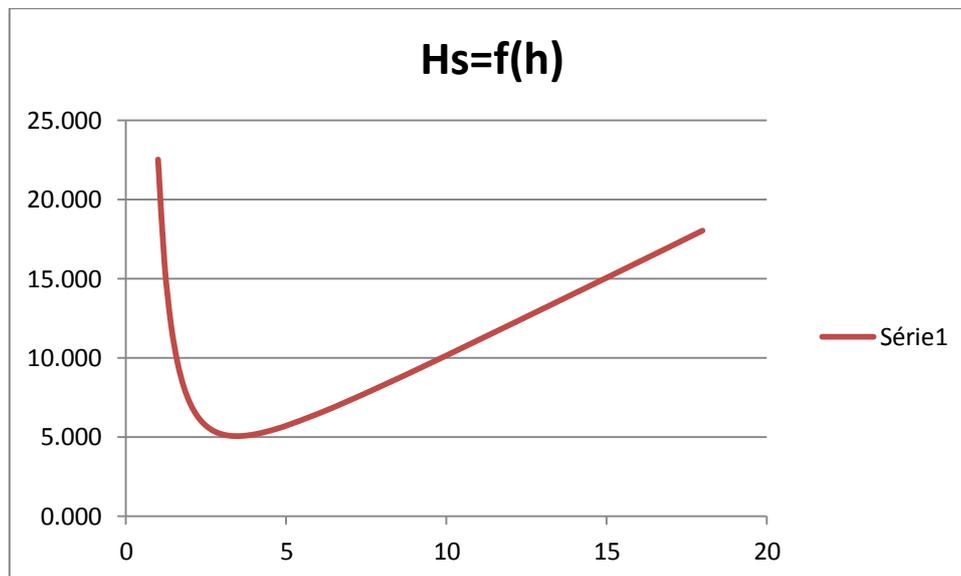
b(m)	k	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	vitesse	C (m ^{1/2} /s)	Fr
21	1	21.00	23.00	0.91	0.53	431.51	20.55	75.77	6.56
21	2	43.00	26.00	1.65	0.53	431.51	10.04	83.65	2.27
21	1	66.00	29.00	2.28	0.53	431.51	6.54	88.22	1.21
21	2	54.38	27.50	1.98	0.53	431.51	7.94	86.18	1.60
21	3	49.80	26.90	1.85	0.53	431.51	8.67	85.24	1.82
21	2.5	52.08	27.20	1.91	0.53	431.51	8.29	85.72	1.71
21	2.3	50.94	27.05	1.88	0.53	431.51	8.47	85.48	1.76
21	2.4	51.62	27.14	1.90	0.53	431.51	8.36	85.62	1.73
21	2.35	51.39	27.11	1.90	0.53	431.51	8.40	85.58	1.74
21	2.38	51.51	27.13	1.90	0.53	431.51	8.38	85.60	1.74
21	2.37	51.53	27.13	1.90	0.53	431.51	8.37	85.60	1.73

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 21 m** et **k=3**

Tableau 25 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H_{cr} (m)	b(m)	S_{cr} (m ²)	P_{cr} (m)	R_h (m)	V_{cr} (m/s)	H_s (m)	I_{cr}	Q (m ³ /s)
2.2	21	47.52	26.60	1.79	9.08	6.4027	0.0063	431.51
2.4	21	52.08	27.20	1.91	8.29	5.8990	0.0049	431.51
2.6	21	56.68	27.80	2.04	7.61	5.5541	0.0039	431.51
2.8	21	61.32	28.40	2.16	7.04	5.3239	0.0031	431.51
3	21	66.00	29.00	2.28	6.54	5.1787	0.0026	431.51
3.2	21	70.72	29.60	2.39	6.10	5.0976	0.0021	431.51
3.4	21	75.48	30.20	2.50	5.72	5.0658	0.0018	431.51
3.6	21	80.28	30.80	2.61	5.38	5.0725	0.0015	431.51
3.8	21	85.12	31.40	2.71	5.07	5.1098	0.0013	431.51
3.9	21	87.56	31.70	2.76	4.93	5.1380	0.0012	431.51
4	21	90.00	32.00	2.81	4.79	5.1716	0.0011	431.51
4.1	21	92.46	32.30	2.86	4.67	5.2103	0.0010	431.51
4.2	21	94.92	32.60	2.91	4.55	5.2533	0.0010	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 3.4 m > h_n et la valeur de $I_{cr} = 0.0018$.

**Figure IV.26**: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$ **Tronçon N°4: P62-P84**

Aménagement projeté: canal à ciel ouvert en gabion

Longueur : 440 m

Tableau 26 : Calcul des paramètres optimums du canal P62-P84

b(m)	k	S _m (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	I (%)	Q (m ³ /s)	vitesse	C(m ^{1/2} /s)	Fr
30	1	30.00	32.00	0.94	0.4	431.51	14.38	76.10	4.59
30	2	61.00	35.00	1.74	0.4	431.51	7.07	84.39	1.60
30	2.1	64.16	35.30	1.82	0.4	431.51	6.73	84.98	1.48
30	2.05	62.58	35.15	1.78	0.4	431.51	6.90	84.68	1.54
30	2.04	62.26	35.12	1.77	0.4	431.51	6.93	84.63	1.55
30	2.03	61.95	35.09	1.77	0.4	431.51	6.97	84.57	1.56
30	2.032	62.01	35.10	1.77	0.4	431.51	6.96	84.58	1.56
30	2.035	62.10	35.11	1.77	0.4	431.51	6.95	84.60	1.56
30	2.038	62.20	35.11	1.77	0.4	431.51	6.94	84.61	1.55
30	2.036	62.13	35.11	1.77	0.4	431.51	6.94	84.60	1.55
30	2.037	62.17	35.11	1.77	0.4	431.51	6.94	84.61	1.55

D'après le calcul on opte pour un canal de dimensions suivant: **b = 30 m** et **k=3**

Tableau 27 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique du canal

H _{cr} (m)	b(m)	S _{cr} (m ²)	P _{cr} (m)	R _h (m)	V _{cr} (m/s)	H _s (m)	I _{cr}	Q (m ³ /s)
1	30	30.00	32.00	0.94	14.38	11.545	0.0308	431.51
1.2	30	36.12	32.60	1.11	11.95	8.474	0.0180	431.51
1.4	30	42.28	33.20	1.27	10.21	6.709	0.0114	431.51
1.6	30	48.48	33.80	1.43	8.90	5.638	0.0077	431.51
1.8	30	54.72	34.40	1.59	7.89	4.969	0.0055	431.51
2	30	61.00	35.00	1.74	7.07	4.550	0.0040	431.51
2.2	30	67.32	35.60	1.89	6.41	4.294	0.0030	431.51
2.4	30	73.68	36.20	2.04	5.86	4.148	0.0024	431.51
2.6	30	80.08	36.80	2.18	5.39	4.080	0.0019	431.51
2.8	30	86.52	37.40	2.31	4.99	4.068	0.0015	431.51
3	30	93.00	38.00	2.45	4.64	4.097	0.0012	431.51
3.2	30	99.52	38.60	2.58	4.34	4.158	0.0010	431.51
3.4	30	106.08	39.20	2.71	4.07	4.243	0.0009	431.51

D'après le tableau la valeur de h_c correspond à H_s minimale égale 2.8 m > h_n et la valeur de **I_{cr} = 0.0015**.

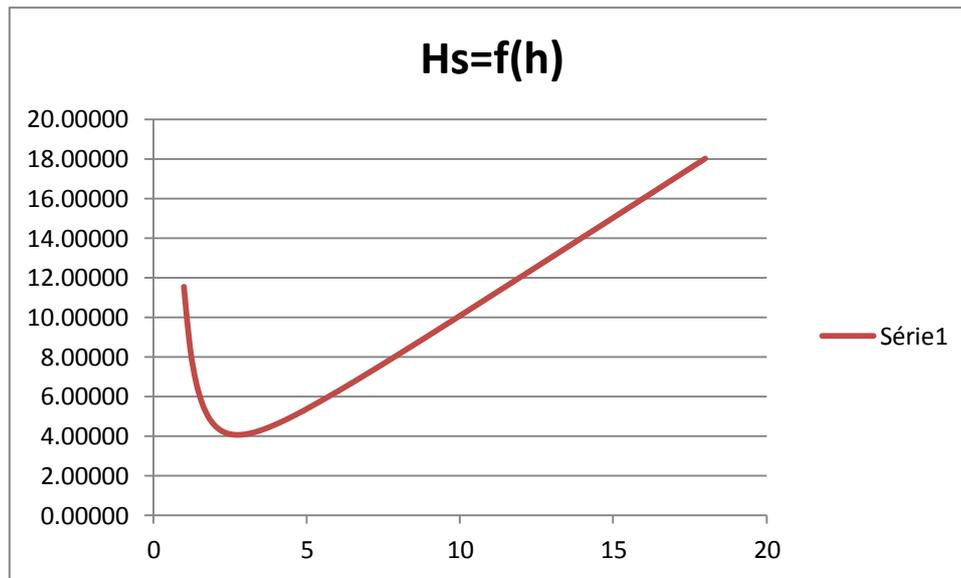


Figure IV.27: Représentation de la courbe $H_s = f(h)$

Tableau IV.28 : Dimensions du canal en gabion

Profils	Pentes (%)	largeur	Nombre d'étage	Surface (m ²)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Fr	Régime d'écoulement
P1-P9	1.46	16	3	34.47	21.25	1.62	2.77	torrentiel
P9-P36	0.42	18	3	53.96	25.55	2.11	1.73	torrentiel
P36-P62	0.53	21	3	51.53	27.13	1.90	1.51	torrentiel
P62-P84	0.4	30	3	62.17	35.11	1.77	1.55	torrentiel

IV.11) Comparaison technique des deux variantes d'aménagement

Pour la première variante, la stabilité sera relativement assurée et la durée de vie est importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à la protection en gabionnage qui a un coût faible, une durée de vie réduite et demande une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution.

La protection des berges en gabionnage nécessite une hauteur importante et plus c'est haut plus la protection risque d'être emportée par les crues exceptionnelles, donc le schéma en gabionnage est à écarter.

La première variante garde le tracé original de l'oued, avec une durée de vie importante. La projection du canal à ciel ouvert garantira la continuité de l'écoulement en cas de crues exceptionnelles,

Après avoir donné une comparaison des deux variantes d'aménagement, notre choix est fait sur la première variante qui consiste à la projection de deux canaux successives rectangulaire ouvert puis un canal trapézoïdale en aval de l'agglomération, l'aménagement s'étend sur une longueur de 1660 ml, et nous soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable.

IV.12) Conclusion

Ce chapitre nous a permis de sélectionner la meilleure variante d'aménagement d'oued Menasfa d'un point de vue technique afin de protéger la ville d'Oued Essalem contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue vers l'exutoire.

CHAPITRE V :

ORGANISATION DE CHANTIER

V.1) Introduction

L'organisation de chantier est une démarche visant à gérer un chantier de bout en bout pour le bon déroulement d'un projet. Elle nous permet d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de notre projet,

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est à dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage. Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée;
- Structurer convenablement les postes de travail;
- Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée;
- Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité;

Dans ce chapitre nous allons présenter une organisation de chantier propre à l'aménagement du tronçon d'oued Menasfa qui traverse sa commune, qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires, ainsi que la définition et le choix final des engins utilisés pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

V.2) Réalisation de la variante choisie

La bonne connaissance du site de l'oued et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution à du canal d'aménagement et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient.

- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

V.2.1) Rôles des intervenants sur le chantier

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

a. Le maître de l'ouvrage :

Il est appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b. Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

c. L'entreprise :

C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux, c'est un organisme contractuel.

d. L'entrepreneur :

Personne physique quand il est individuel ou moral quand est une société, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

V.2.2) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les diverses aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes

a. Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

b. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types

d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

c. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

d. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

V.2.3) Succession des opérations du chantier

a. Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- L'abattage des arbres et les roseaux.
- La démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.

b. Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

- Le piquetage d'implantation pour le terrassement.
- l'exécution des déblais et des remblais.
- Exécution de la couche du gravier $d = 10$ cm.
- Exécution de la couche du béton de propreté $d = 10$ cm.
- Exécution de béton armé :
 - Pour les canaux rectangulaires $d = 20$ cm.
 - Pour les canaux trapézoïdaux $d = 15$ cm.
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

V.2.4) Les moyens de chantier :

a. Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

b. Les moyens matériels :

Tableau V.1 : Engins et leurs tâches.

Tache	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dozers	
	Niveleuse	
	Camions	
	Dumpers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

On peut distinguer le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage

1. Le matériel de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend plusieurs engins, dont:

- **Pelle mécanique :**

C'est un engin de terrassement qui convient à tous les types de terrains, dont le rôle est l'exécution des déblais



Figure V.1 : pelle à chenilles avec godet à position rétro.

- **Le bulldozer :**

C'est un engin de terrassement dont le rôle est le défrichage, l'enlèvement des obstacles, le nettoyage de l'oued, etc.



Figure V.2 : bulldozer.

- **Chargeur à pneu ou à chenilles :**

Ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet



Figure V.3 : chargeur pneumatique.

- **Camion à benne :**

C'est des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



Figure V.4 : camion à benne.

2. Matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières qui sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment, sable, gravier, eau) nécessaires à la construction des canaux en béton.



Figure V.5 : bétonnière en cours de fonctionnement.

V.2.5) Détermination des différents volumes :

a. Volume des déblais des tranchées :

Le volume de déblai « V_d » sera calculée par l’outil informatique (logiciels Auto-cad et covadis), le principe est d’introduire la forme de canal, cette dernière se glisse suivant le profil en long de projet de l’amont jusqu’à l’aval.

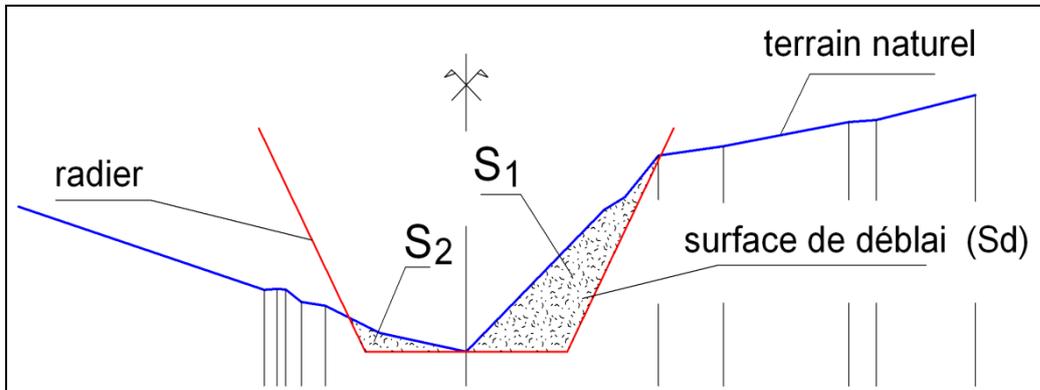


Figure V.6 : calcul de déblai

Le volume de déblai est :

$$V_d = [S_1 + S_2] \times L \dots\dots\dots (V.1)$$

V_d : volume de déblai en m^3 .

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

- **Largeur de la tranchée**

Elle doit être au minimum 2,00 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction de la largeur du canal, en laissant 1,00 m d’espace de chaque côté de celle-ci.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = L + (2 \times 1.00) \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

L : Largeur du canal (m).

- **Profondeur de la tranchée**

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m).

H_1 :profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.

H_2 :hauteur verticale séparant le générateur inférieur du canal à la surface du sol.

b. Volume des remblais autour des ouvrages

$$V_{R.O} = V_t - V_{O.C} \dots\dots\dots(V.4)$$

- VR.O : Volume de remblai autour d’ouvrage aménagé.
- V_t : Volume de terrassement du canal.
- VO.C : Volume du béton occupé par le canal après l’aménagement, avec une épaisseur de (0.20 m pour le béton armé et 0.1 m pour le béton de propreté).

c. Volume des remblais des tranchées :

C’est le même principe pour calculer le volume de déblai « Vr ».

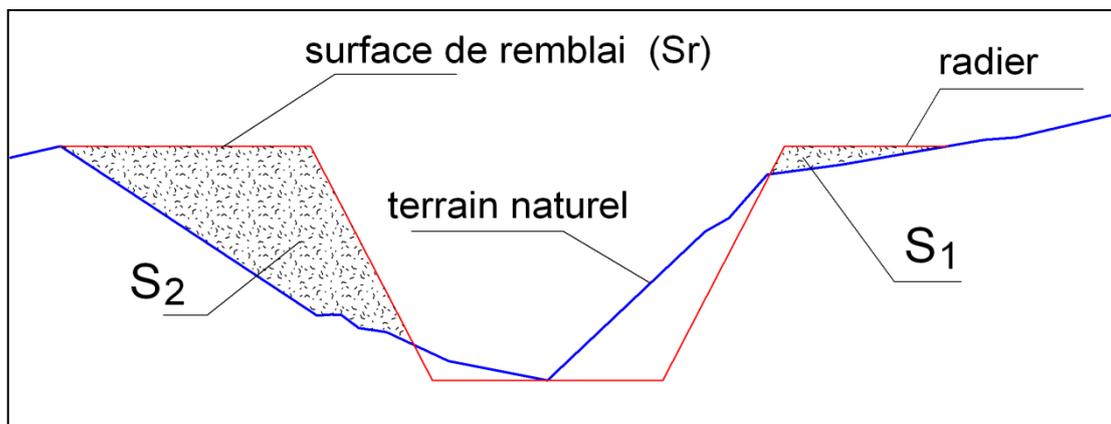


Figure V.7 : calcul de remblai

Le volume de remblai est :

$$V_r = [S_1 + S_2] \times l \dots\dots\dots(V.5)$$

V_r : volume remblai en m^3 .

l : Longueur totale de la tranchée en (m).

d. Volume du lit du gravier :

$$V_{lg} = d_g \times l \times b_{radier} \dots\dots\dots(V.6)$$

V_{lg} : Volume du lit du gravier en (m^3).

d_g : Epaisseur de la couche de gravier ($d_g= 10$ cm).

l : Longueur totale de la tranchée en (m).

b_{radier} : largeur de radier en (m).

e. Volume du lit du béton de propreté :

$$V_{bp} = d_{bp} \times l \times b_{radier} \dots\dots\dots(V.7)$$

V_{bp} : Volume du béton de propreté en (m^3).

d_{bp} : épaisseur de la couche de béton de propreté ($d_{bp}= 10$ cm).

b_{radier} : largeur de radier en (m).

l : Longueur totale de la tranchée en (m).

f. Volume du béton armé :

- **Pour les canaux trapézoïdaux :**

$$V_{B.A.} = d_{B.A.} \times l \times (P_{\text{exte}} + P_{\text{inte}}) / 2 \dots \dots \dots (V.8)$$

$V_{B.A.}$: Volume du béton armé en (m^3).

$d_{B.A.}$: épaisseur de la couche de béton armé ($d_{B.A.} = 15 \text{ cm}$).

l : Longueur de tranchée en (m).

P_{exte} : périmètre extérieur du canal trapézoïdal en (m).

P_{exte} : périmètre extérieur du canal trapézoïdal en (m).

$$P_{\text{exte}} = b_{\text{radier}} + 2xL + 2x0,13 \dots \dots \dots (V.9)$$

$$P_{\text{inte}} = b_{\text{fond}} + 2xL + 2x0,25. \dots \dots \dots (V.10)$$

L : longueur de l'hypoténuse en (m).

- **Pour les canaux rectangulaires :**

$$V_{B.A.} = d_{B.A.} \times l \times (0,4 \times 0,2 \times 2) + d_{B.A.} \times l \times (P_{\text{exte}} + P_{\text{inte}}) / 2 \dots \dots \dots (V.11)$$

$V_{B.A.}$: Volume du béton armé en (m^3).

$d_{B.A.}$: épaisseur de la couche de béton armé ($d_{B.A.} = 0,20 \text{ m}$).

P_{inte} : périmètre intérieur du canal rectangulaire en (m).

P_{exte} : périmètre extérieur du canal rectangulaire en (m).

$$P_{\text{inte}} = b_{\text{fond}} + 2 \times h_{\text{canal}} \dots \dots \dots (V.12)$$

$$P_{\text{exte}} = b_{\text{radier}} + 2 \times (h_{\text{canal}} + 0,2). \dots \dots \dots (V.13)$$

V.3) Devis estimatif et quantitatif

Tableau V.2 : Devis estimatif et quantitatif

Désignation		U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
terrassement	Déblai	m^3	391436.93	250.00	97859232.5
	Remblai	m^3	1681.75	200.00	336350
Béton de propreté		m^3	2393	6 000.00	14358000
Béton		m^3	8171.43	32 000.00	261485760
				Total	374039343

V.4) Planification :

La planification est l'organisation dans le temps de la réalisation des travaux. C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle nécessite les étapes suivantes :

a. Collecte des informations :

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

b. Décomposition du projet en taches:

On décompose le projet en opérations en éléments de structure.

c. Prévoir la relation entre les opérations :

Les relations entre les opérations peuvent être logiques ou préférentielles.

d. Attribution des durées :

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

$$T = \frac{Q}{N \cdot R} \dots\dots\dots(V.15)$$

T : temps de réalisation en heures.

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

N : la norme de travail (8 h/jour).

R : rendement de travail.

e. Construction de réseau :

Il existe deux principales méthodes de planification :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique

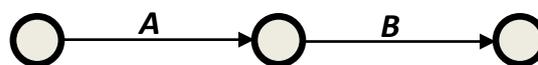
V.4.1) méthodes basées sur le réseau

V.4.1.1) Définition du réseau

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

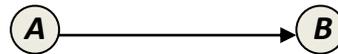
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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

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

- Etablissement d'une liste des tâches.
- détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent.
- Etablissement des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

V.4.2) Différentes méthodes basées sur le réseau

a. Méthode C.P.M (critical path netlog) :

C'est la méthode du chemin critique qui nous permet de savoir le temps de réalisation d'un ouvrage.

b. Methode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

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.

V.4.3) Choix de la méthode de calcul :

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

a. les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	T
DFP	DCPP
DFPP	MT

T : temps de réalisation de l'opération;

DCP : date de commencement au plus tôt (l'opération peut être commencée) ;

DCPP : date de commencement au plus tard (l'opération doit être commencée).

DFP : date de finition au plus tôt (date de l'opération peut être fini).

DFPP : date de finition au plus tard (date de l'opération doit être fini).

MT : marge totale (l'intervalle du temps).

$$\begin{cases} MT = DCP - DCP \\ MT = DFPP - DFP \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} DFP = DCP + T \\ DCP = DFPP - T \end{cases}$$

Pour calcul allé on a :

$$\begin{cases} DFP_i = DCP_i + T_i \\ DFp_i = DCP_j \end{cases}$$

Pour la dernière cellule on la convention suivante :

$$\begin{cases} DCP = DCP \\ DFPP = DFP \end{cases}$$

b. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum T_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

c. Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

La méthode du CPM 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 des travaux et le temps de réalisation de chaque tache.

Tableau V.3 : Les différentes tâches et leurs durées.

Notation	Opération	Durée [jour]
A	Décapage de la couche de terre végétale	20
B	Piquetage	9
C	Exécution des tranchées	49
D	Aménagement du lit de pose	34
E	La mise en place du béton armé pour le lit	48
F	La mise en place du béton armé pour les voiles	42
G	Les essais d'étanchéités	17
H	Remblaiement des tranchées	23
I	Travaux de finition	20

Tableau V. 4 : Les différentes tâches.

opérations	précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D ,E,F,G	B
D	H	C
E	H	C
F	H	C
G	H	C
H	I	D ,E,F,G
I	-	H

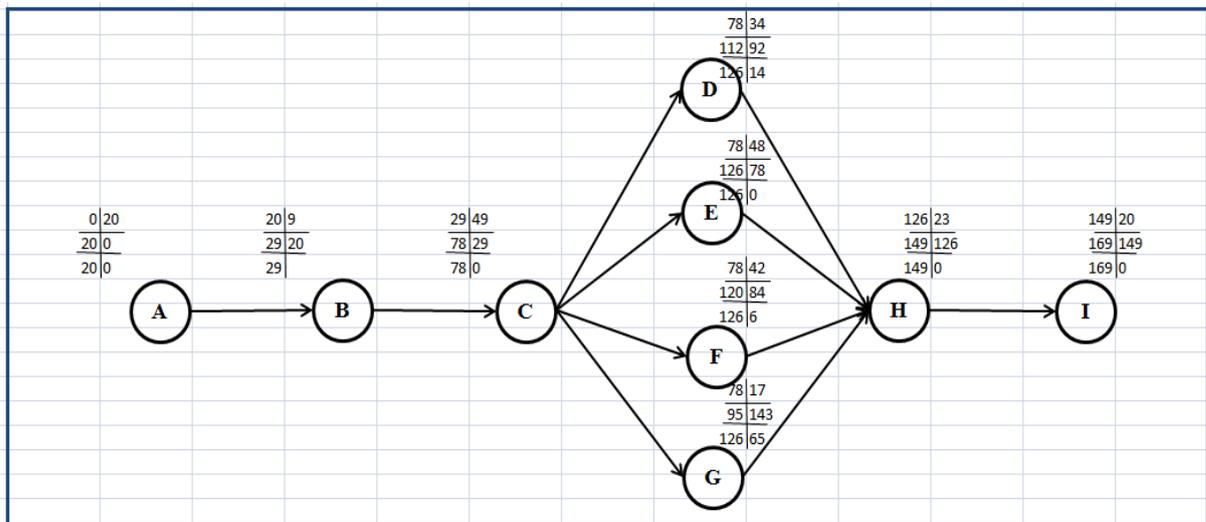


Figure V.8 : Réseau à nœud

V.4.4) Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches liées composant un projet (il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe). Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

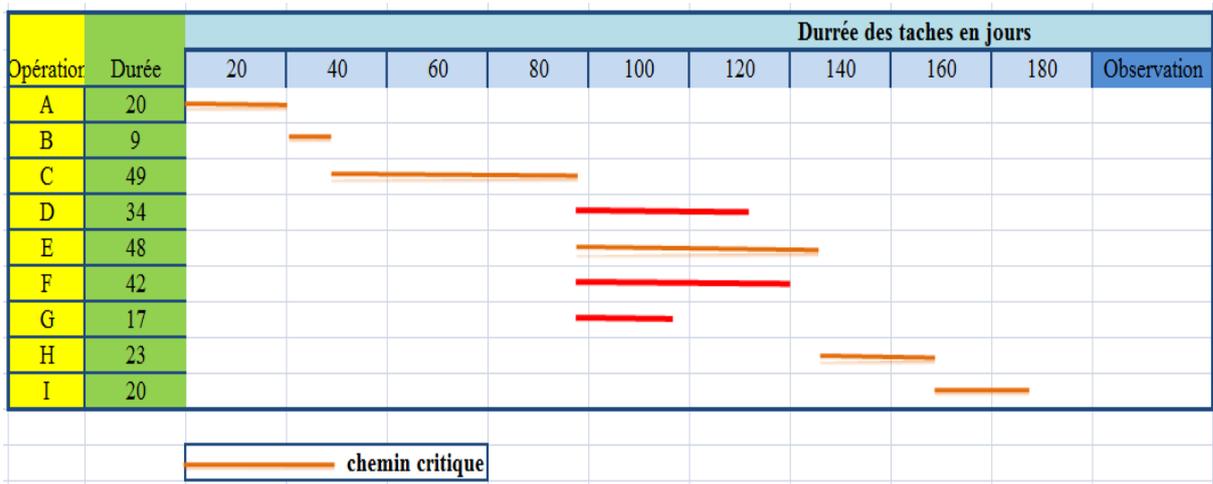


Figure V.9 : Diagramme de Gantt

V.5) Protection et sécurité de travail :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail.

V.5.1) Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a. Causes humaines

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.
- Manque de concentration.
- La nervosité.

b. Causes techniques

Les causes d'accident d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des mauvaises conditions de travail.
- De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.
- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

V.5.2) Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

V.5.3) Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté.

V.5.4) Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

V.5.5) Principales fonctions du service de sécurité

a. Etudes

- Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b. Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c. Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d. Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

V.5.3) Moyen de prévention et de protection

Dans l'entreprise comme dans la vie, c'est bien connu, « **il vaut mieux prévenir que guérir** ». Risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail. Pour cela notre entreprise n'est pas passée à côté du fait de mettre à disposition de ses employés des moyens de prévention et de protections individuelles et collectives dans le but de la suppression ou réduction des risques.

V.5.4) Moyen de protection Collectif :

Sur un chantier on utilise des signalisations comme :

**V.5.5) Moyen de protection Individuel****a. Bruit :**

Il y'a des engins qui engendrent beaucoup de bruit et donc peuvent causer des lésions pour éviter ça, les employés (ingénieur, technicien, ouvrier.) Doivent mettre un casque.



b. Les yeux :

Des lunettes et des plaques de signalisation sont mise en place pour la protection des yeux.



c. Système respiratoire :

À cause de la poussière et des fines particules.



d. Mains :

Le port de gants est une obligation pour éviter les blessures.



V.5.6) Mesures et principes généraux de prévention :

L'obligation patronale de sécurité ne se limite pas à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles. Elle est beaucoup plus étendue et concerne tous les risques auxquels le salarié peut être exposé au travail, y compris les risques psychosociaux. Il s'agit d'une obligation de résultat, et non pas simplement d'une obligation de moyens. Pour respecter son obligation, l'employeur doit prendre les mesures nécessaires pour assurer la sécurité et protéger la santé physique et mentale de ses salariés. Il doit :

- Conduire des actions de prévention des risques professionnels et de la pénibilité au travail,
- Mener des actions d'information et de formation de ses salariés sur la santé et la sécurité,
- Mettre en place une organisation et des moyens de travail adaptés.

Ces mesures doivent être adaptées en cas de changement de circonstances ou pour améliorer les situations existantes.

Elles doivent se baser les principes généraux de prévention suivants :

- Éviter les risques,
- Évaluer les risques qui ne peuvent pas être évités,
- Combattre les risques à la source,
- Adapter le travail à l'homme (en particulier s'agissant de la conception des postes de travail, le choix des équipements et des méthodes de travail et de production) afin de limiter le travail monotone et le travail cadencé,
- Tenir compte de l'état d'évolution de la technique,
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui n'est pas dangereux ou par ce qui est moins dangereux,
- Planifier la prévention en y intégrant notamment la technique, l'organisation et les conditions de travail, les relations sociales, les risques liés au harcèlement moral et au harcèlement sexuel,
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle,
- Donner les instructions appropriées aux travailleurs

V.5.7) Règles de sécurité sur les lieux de travail :

a. Dans les locaux

Les locaux de travail doivent être aménagés de façon à garantir la sécurité des travailleurs. Ils doivent être tenus dans un état constant de propreté, présenter les conditions d'hygiène et de salubrité nécessaires et être dégagés de tout encombrement. Les installations et dispositifs techniques et de sécurité doivent être entretenus et vérifiés périodiquement. L'employeur doit également respecter des normes particulières concernant notamment :

- L'aération et l'assainissement des locaux,
- L'éclairage (lumière naturelle suffisante dans les locaux de travail autant que possible...),
- Le chauffage,
- La protection contre le bruit, •
- L'aménagement des postes informatiques (de manière à limiter le stress, la fatigue visuelle, les troubles musculo-squelettiques et les rayonnements émis par les écrans),
- La Protection Contre le Tabac,
- Les Installations Sanitaires,
- La Restauration du Personnel,
- La Signalisation des Zones de Danger,
- Le Matériel de Premiers Secours,
- La prévention et la lutte contre l'incendie et des risques liés aux installations électriques.

b. Sur chantier

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. :

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être airés et chauffés.

V.6) Conclusion :

D'après ce travail on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'exécution du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total du projet ainsi que son temps de réalisation.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

A travers cette étude, les gents ont pris conscience de la nécessité d'entretenir Oued Menasfa qui traverse la ville d'Oued Essalem en différents endroits, pour palier au problème des inondations et protéger ainsi leurs vies et leurs biens.

Nous avons d'abord présenté la zone d'étude, puis estimé le débit de crue maximal à évacuer par ce cours d'eau. Et afin de choisir l'aménagement adéquat nous avons effectué une analyse technique pour choisir la variante qui répond à notre objectif d'étude.

On a utilisé le logiciel HEC-RAS pour la détermination des zones inondables, en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel, de ce fait l'entretien de l'aménagement se débute de l'amont de la ville jusqu'à l'aval par deux types de canaux qui prennent en considération les éléments qui conditionnent un écoulement torrentiel.

En effet, la variante choisie comprend une projection de deux canaux successifs rectangulaires puis un canal trapézoïdal en aval de l'agglomération, sur une longueur de 1660 ml.

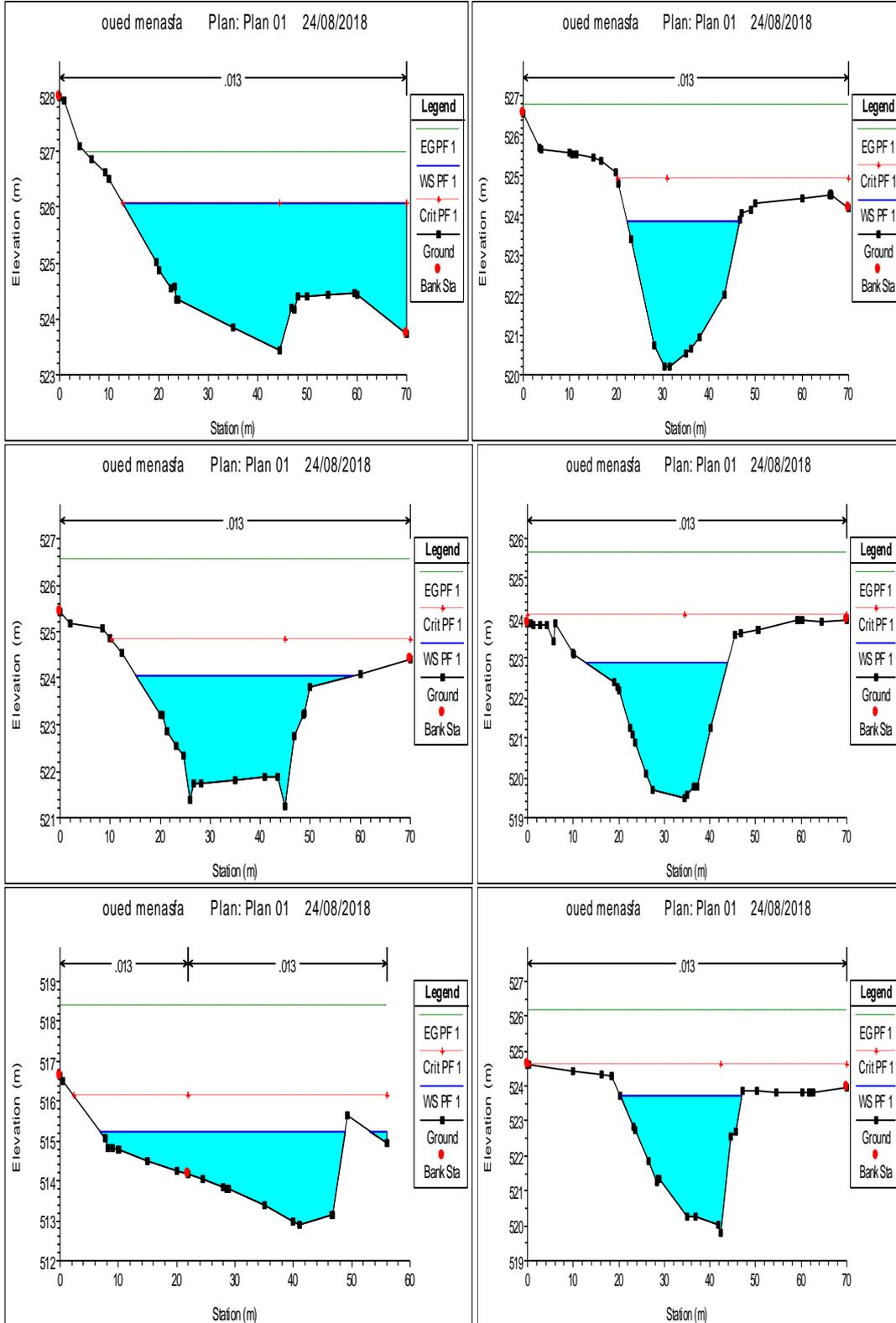
Enfin, et dans le but de se rapprocher un maximum du bon fonctionnement du chantier, une chronologie logique de l'exécution des tâches a été proposée.

Comme tout projet celui-ci doit être entretenu et suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable

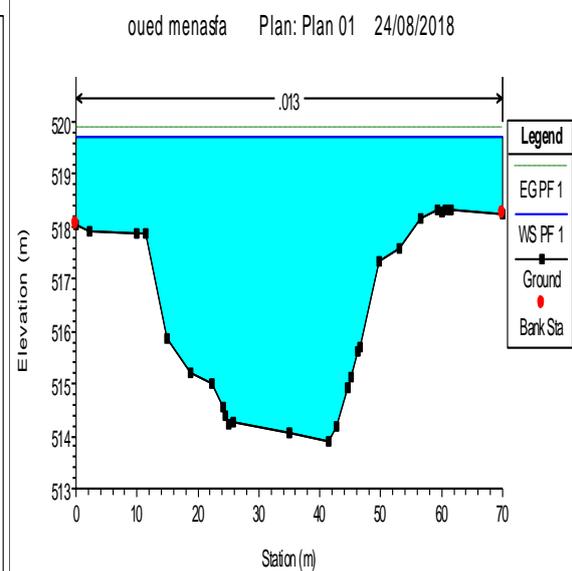
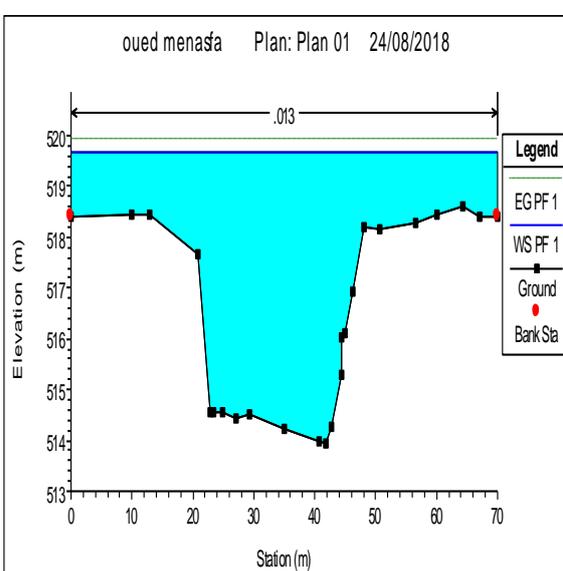
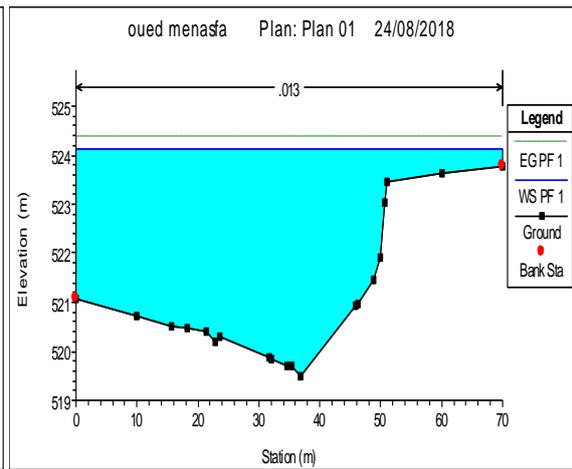
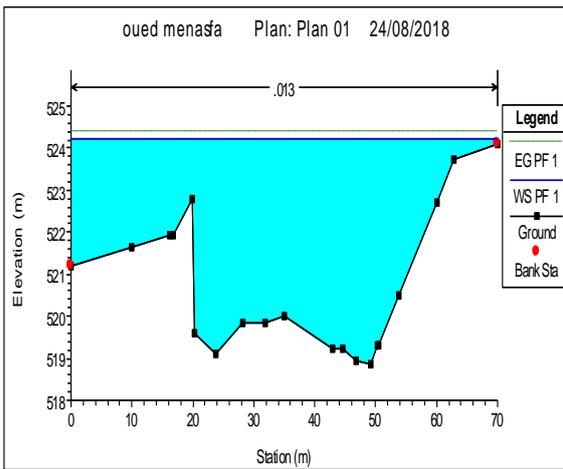
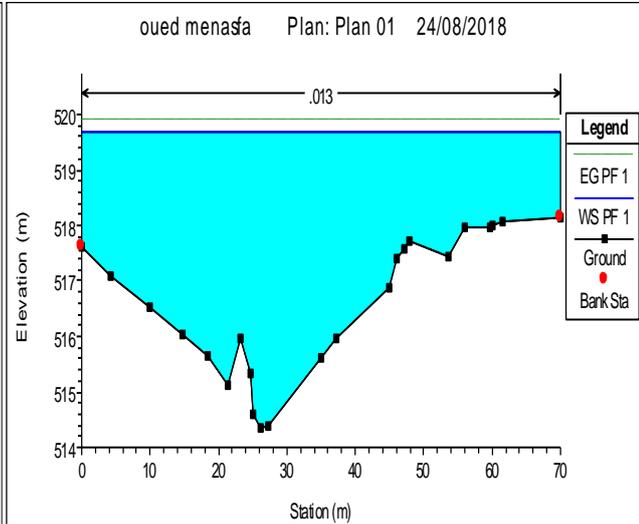
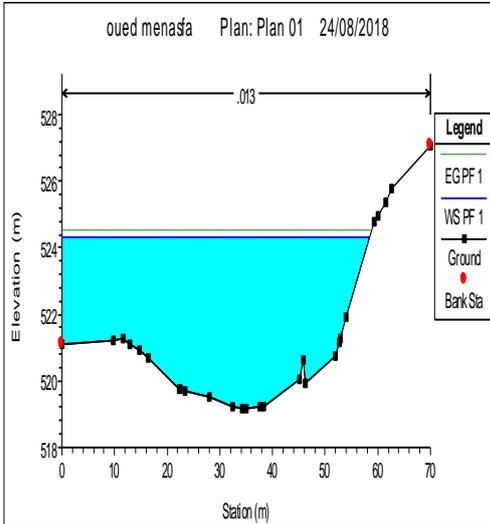
La finalité de ce projet est son coût qui est estimé à Trois cent soixante quatorze millions trente neuf mille trois cent quarante trois Dinars Algérien.

ANNEXES

Annexe N°01: Simulation d'oued Menasfa à son état naturel

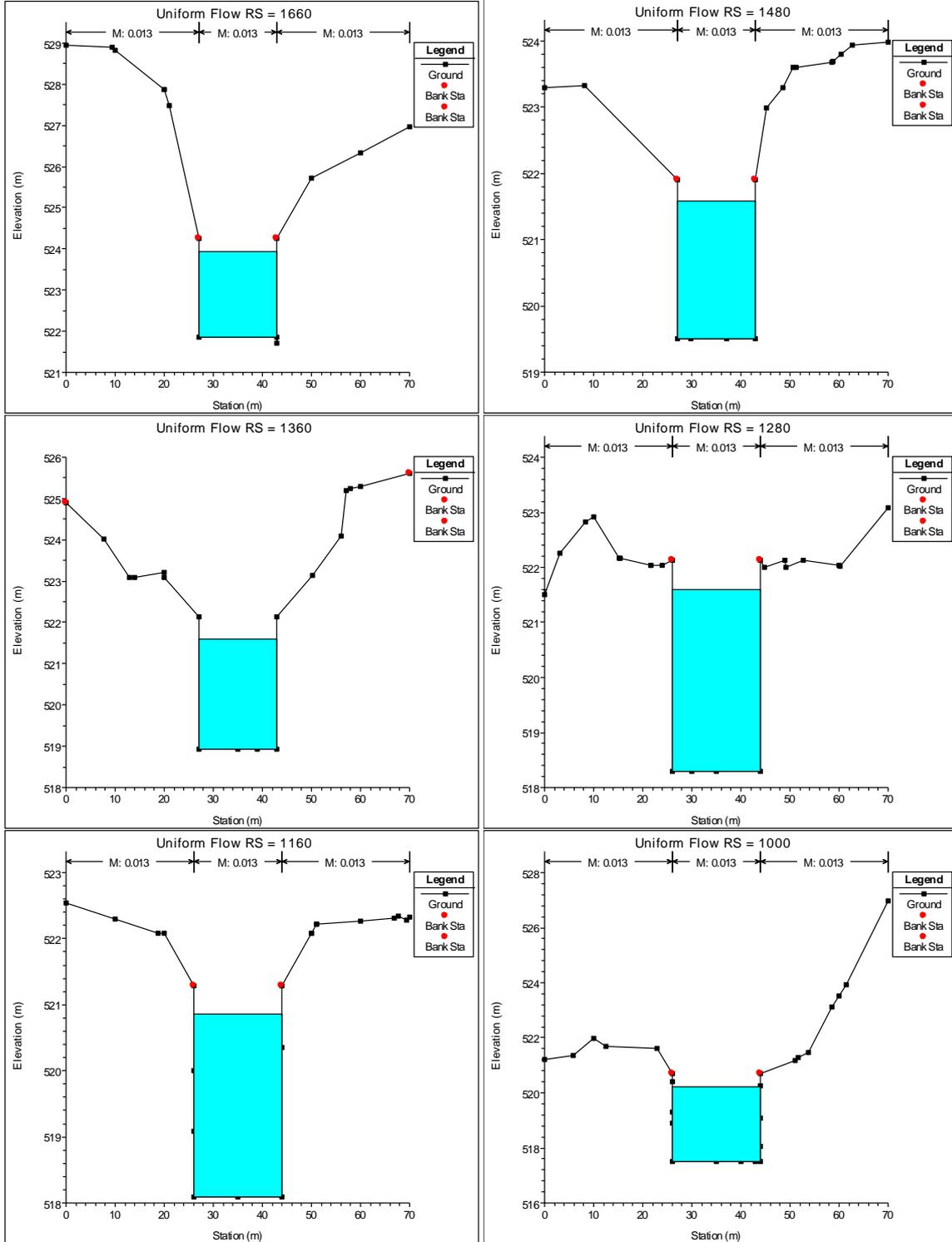


ANNEXES

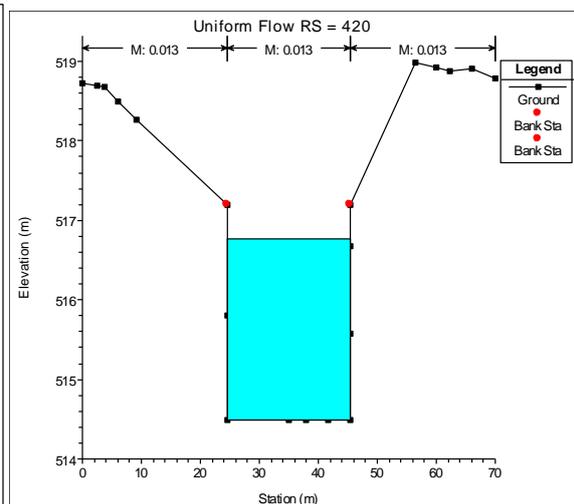
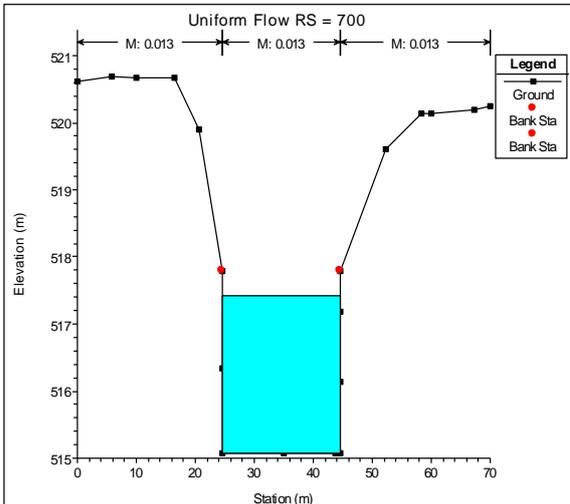
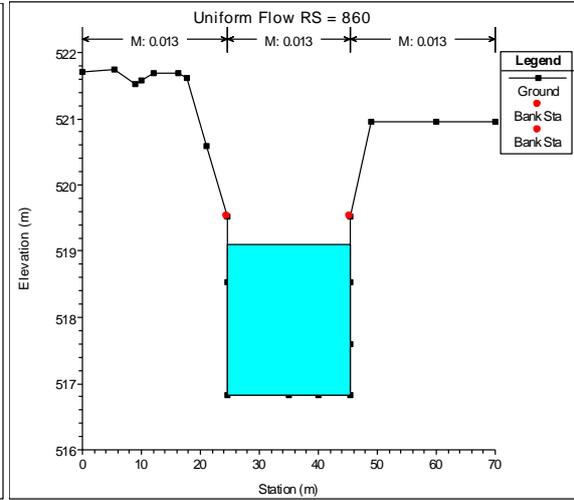
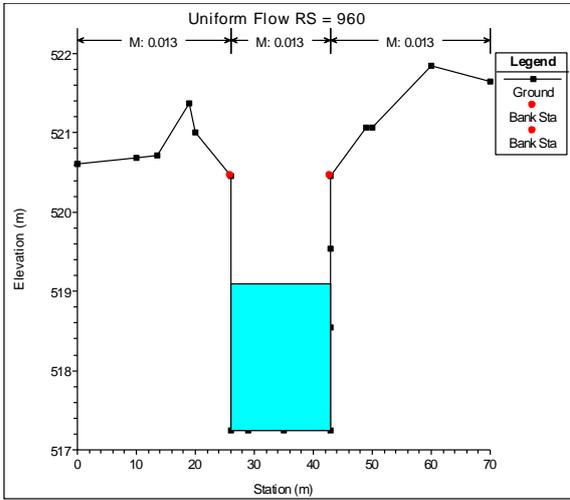


ANNEXES

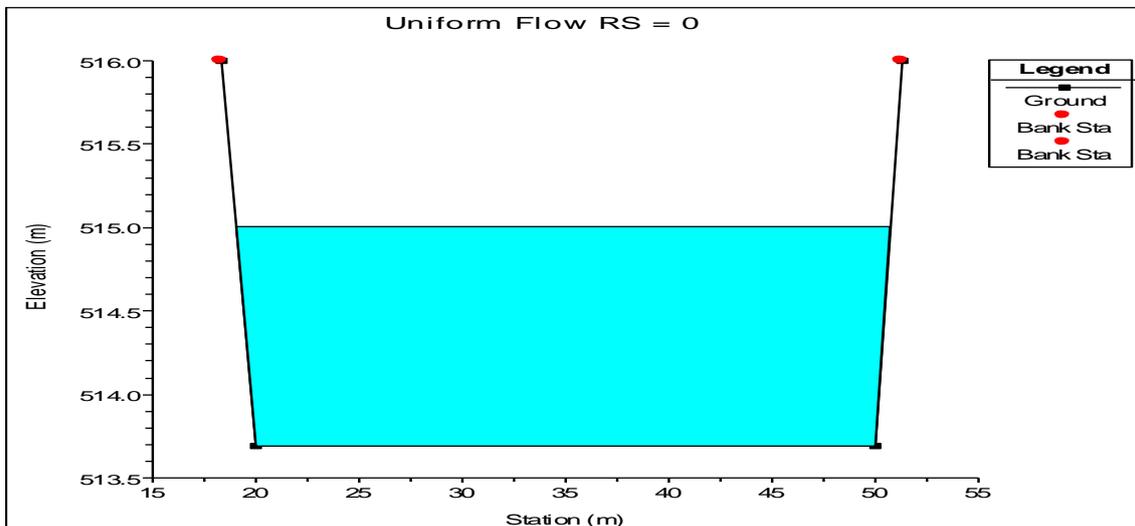
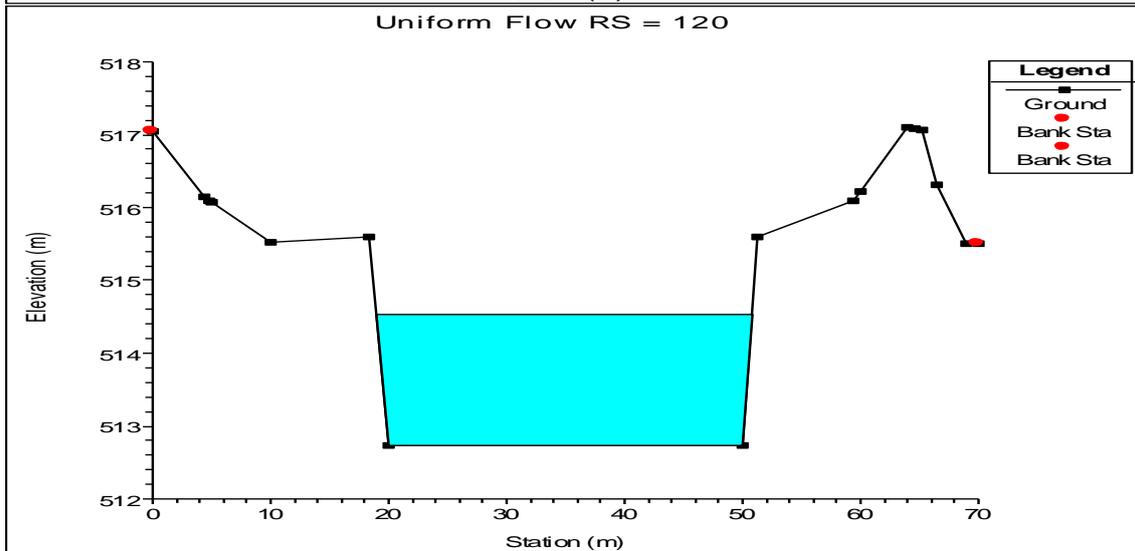
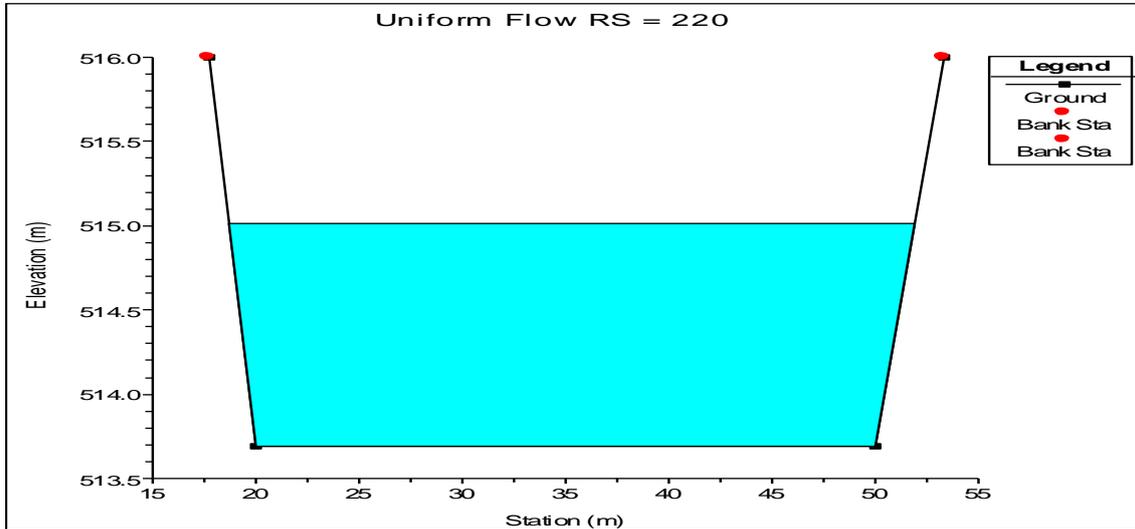
Annexe N°02: Simulation d'oued Menasfa après l'aménagement



ANNEXES



ANNEXES



ANNEXES

Annexe N°04: Photos de la zone d'étude



Photo N°1 : Point de départ de l'étude



Photo N°2 : Sens de l'écoulement

ANNEXES



Photo N°3 : Protection en gabionnage au niveau du talus droit



Photo N°4 : Stagnation des eaux usée après leur rejet au niveau du lit d'oued

ANNEXES



Photo N°5 : Section d'oued Menasfa au niveau de l'exutoire



Photo N°6 : Deuxième conduite d'assainissement

ANNEXES



Photo N°7 : Première conduite d'assainissement

Bibliographie

Armando LANCASTRE. HYDRAULIQUE générale : Edition EYROLLES, 61, Bld Saint Germain,1983.631P

B.TOUAIBIA manuel pratique d'hydrologie ; Mars 2004.

DEGOUTTE Gérard, Diagnostic, aménagement et gestion des rivières (2° Éd.) Hydraulique et morphologie fluviales appliquées.

G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider: Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

LLAMAS José Hydrologie générale principe et applications, 2eme édition, gaëten morin éditeur, 1998.

U.S. Army Corps of Engineers HEC RAS River Analysis System : Hydraulic Reference Manual Version 5.0.3 (February 2016).

Yahiaoui A., B. Touaibia (2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

Sito-graphie :

DEGOUTTE G. (2006) Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluviale (<http://www.agroparistech.fr/coursenligne/hydraulique/hydraulique.html>), Site Web AgroParisTech.

PICOUET C., HINGRAY B. & MUSY A. (2007) Hydrothèque, recueil d'exercices en Hydrologie (<http://ltheln21.hmg.inpg.fr/PagePerso/hingray/>), Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.