

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah
ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵔⵓⵎⵉⵏⵉ ⵏ ⵓⵎⵓⵎⵉⵏⵉ ⵏ ⵓⵎⵓⵎⵉⵏⵉ ⵏ ⵓⵎⵓⵎⵉⵏⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENT ET OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DE L'AMENAGEMENT DU COURS D'EAU D'OUED

Harbil DE LA (W. MEDEA)

Présenté par :

KALACHE MOHAMED IMAD EDDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Benlaoukli Bachir	MCA	Président
Zaibak Issam	MAA	Examineur
Mbensalah Mohamed Draïdi	MCB	Examineur
Meddi Mohamed	PROF	Promoteur

Session 2019 - 2020

الملخص

أصبحت الفيضانات في المدن مسألة موضوعية و مشكل يومي للمواطنين و مختلف المصالح الاجتماعية و الإدارية. في هذا السياق تمت دراسة منطقة حضرية معرضة للفيضانات ببلدية حربيل ولاية المدية عن طريق عبور واد حربيل. في ظل تفاقم هذه الظاهرة كان من الضروري اقتراح تخطيط فعال للوادي. وهذا يستوجب علينا اختيار التهيئة للمجرى المائي المعني. HEC- RAS قمنا في بادئ الأمر بتقدير تدفق المشروع الأول؛ ثم قدمنا محاكاة الوادي بمائة عام لتحديد المناطق المعرضة للفيضان عن طريق برنامج RAS و في الأخير مناقشة الحلول المختلفة و اختيار الحل الأنسب من الناحية التقنية و الاقتصادية.

Abstract

Urban floods are currently one of the most important hydraulic issues both for the government and water actors. In this context, a sensitive floodable zone crossed by "Oued Harbil" will be studied. This phenomenon presents a great danger to the inhabitants, which led us to propose a system of landscaping of the rivers.

It is a question of making a choice about various installations that can be set up increase the hydraulic capacity of the river considers. We initially estimated the project flow; then we drew up a diagnostic of river and we made a simulation of the hundred-year flood to locate floodplain. And finally, the description of the proposed landscaping options to choose the most suitable one based on a technical and economic point of view.

Résumé

Les inondations urbaines sont devenues une question d'actualité et une préoccupation quotidienne des gouvernants et autres acteurs. Dans ce contexte, une zone sujette à inondation urbanisée située dans Harbil (Médéa) traversée par Oued Harbil à été étudiée. Ce phénomène présente un grand danger aux habitants cela nous conduit à proposer un système d'aménagement des cours d'eau. Il est question de faire un choix sur les différents aménagements à mettre en place afin d'augmenter la capacité hydraulique du cours d'eau considéré.

Nous avons d'abord estimé le débit de projet .Ensuite, nous avons dressé un diagnostic du cours d'eau et puis nous avons fait une simulation de la crue centennale pour localiser les zones inondables par logicielle HEC-RAS, Et enfin une description des variantes d'aménagement proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adapté d'un point de vue technico-économique.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I Historique des crues et des inondations en Algérie

I.1 Introduction.....	15
I.2 Généralités sur les inondations	15
I.2.1 Concept du concept du risque.....	15
I.2.2 Définition.....	15
I.2.2.1 Inondation	15
I.2.2.2 Crue.....	16
I.2.2.3 Cours d'eaux	17
I.2.2.4 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau.....	17
I.2.3 Types d'inondations.....	18
I.2.3.1 Par débordement direct	18
I.2.3.2 Par accumulation d'eau ruisselée	19
I.2.3.3 Par débordement indirecte	19
I.2.3.4 Par rupture d'une protection	20
I.2.4 Les causes des inondations	21
I.2.4.1 Facteurs naturels	21
I.2.4.2 Impact des activités de l'homme	21
I.3 Les inondations en Algérie	21
I.4 Les inondations dans la zone d'étude (fraction Zamoura	23

CHAPITRE II Présentation de la zone d'étude

II.1 Introduction	17
II.2 Situation administratif	17
II.3 Caractéristique morphologique du bassin	18
II.3.1 Géomorphologie	18
II.3.2 Sismicité	19
II.3.3 Géologie	19
II.3.4 Caractéristiques physiographiques du bassin versant	19
II.3.4.1 Superficie du bassin versant :	20
II.3.4.2 Périmètre du bassin versant :	20
II.3.4.3 Longueur du talweg principal :	20
II.3.4.4 Paramètres de forme :	20
II.3.4.4 Rectangle équivalent	21
II.3.5 Paramètres du relief.....	22
II.3.5.1 La courbe hypsométrique	22
II.3.5.2 Les altitudes caractéristiques.....	24
II.3.5.3 Les indices de pentes	25
II.4 Caractéristique hydrographique du bassin	26
II.4.1 Densité de drainage	26
II.4.2 Temps de concentration.....	26
II.4.2.1 La formule de Giandotti (sud Italie 1937).....	26
II.4.2.2 Formule de VENTURA.....	27
II.4.2.3 Formule de TURRAZA.....	27

II.4.2.4 Formule de Témez.....	27
II.4.3 Vitesse de ruissellement.....	28

CHAPITRE III Etude Hydrologique

III.1 Introduction.....	31
III.2 Caractéristique climatologique	31
III.2.1 Température de l'air	32
III.2.2 Humidité de l'air.....	33
III.2.3 Vent.....	33
III.2.4 Pluviométrie.....	34
III.2.4.1 Caractéristiques de la station pluviométrique	34
III.2.4.2 Répartition mensuelle des pluies.....	34
III.2.4.3 Pluies maximales journalières.....	35
III.2.4.4 Ajustement des pluies maximales journalières	36
III.2.5 Pluie de courtes durées.....	42
III.3 Etudes des apports.....	46
III.3.1 Les formules empiriques.....	46
III.3.1.1 Formule de l ANRH.....	46
III.3.1.2 Formule de MEDINGUER	46
III.3.1.3 Formule de SAMIE.....	47
III.3.1.4 Formule de Mallet - Gauthier.....	47
III.4 Caractéristiques de l'écoulement	48
III.4.1 Module de l'écoulement.....	48
III.4.2 Module de l'écoulement relatif.....	48
III.4.3 Lamme d'eau écoulée	48
III.4.4 Coefficient de l'écoulement.....	48
III.5 Coefficient de variation.....	49
III.5.1 Formule de SOKOLOVSKY	49
III.5.2 Formule de OURKGUIPROVODKHOZ	49
III.5.3 Formule de L'ANTONOV	49
III.5.4 Formule de KRISTEKLY MENKEL:	49
III.6 Détermination du débit de crue.....	50
III.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	50
III.6.1.1 Formule de Franco et de Rodier.....	50
III.6.1.2 Formule de MALLET - GAUTHIER	51
III.6.1.3 Formule de SOKOLOVSKY	52
III.6.1.4 Formule Turazza	53
III.6.1.4 Méthode Proposée par MEDDI M.	54
III.7 APPORTS SOLIDES.....	58
III.7.1 Formule de Tixeront.....	58
III.7.2 Méthode d'estimation au Nord algérien.....	58

CHAPITRE IV Calcul Hydraulique

IV.1 Introduction.....	61
IV.2 Généralités	61
IV.2.1 Ecoulement à surface libre.....	61
IV.2.2 Canaux à ciel ouvert	61

IV.2.3 Différents types de Canaux.....	61
IV.2.3.1 Les canaux naturels.....	61
IV.2.3.2 Les canaux artificiels.....	62
IV.2.4 Types d'écoulements.....	62
IV.2.4.1 Variabilité dans le temps.....	62
IV.2.4.2 Variabilité dans l'espace.....	63
IV.3 Dimensionnement des canaux.....	64
IV.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme.....	64
IV.3.2 Formules de calcul.....	65
IV.3.3 Détermination de coefficient de Chézy.....	65
IV.3.3.1 formule d'AGROSKINE.....	65
IV.3.3.2 Formule de PAVLOVSKY.....	65
IV.3.3.3 La formule de MANING-STRICKLER.....	66
IV.4 Paramètres géométriques.....	66
IV.4.1 Choix de la section de meilleure conductivité.....	66
IV.4.1.1 Canal à section rectangulaire:.....	67
IV.4.1.2 Canal à section trapézoïdale.....	67
IV.4.2 Calcul de la profondeur normal h_n	69
IV.4.3 Calcul de la profondeur critique h_{cr}	70
IV.4.3.1 la méthode itérative.....	71
IV.4.3.2 Méthode graphique.....	71
IV.4.3.3 Méthode analytique d'AGROSKINE.....	71
IV.5 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé.....	73
IV.5.1 Equation de la ligne d'eau.....	73
IV.5.2 Les différentes formes de courbe de remous.....	73
IV.5.4 Calcul de la surface d'eau.....	74
IV.5.4.1 Méthodologie de simulation par HEC-RAS.....	75
IV.5.4.2 Démarche de la simulation.....	75
IV.5.4.3 Calcul avant l'aménagement de l'oued.....	79
IV.5.4.4 Données hydrométriques et conditions aux limites.....	80

CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES

V.1 Introduction.....	88
V.2 PRINCIPE D'AMENAGEMENT.....	88
V.2.1 Les différents types d'aménagements hydraulique proposé pour la protection de la ville de Oued Harbil contre les inondations.....	88
V.2.1.1 Atténuation de l'aléa.....	88
V.2.1.2 Atténuation de la vulnérabilité.....	89
V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux.....	89
V.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement.....	90
V.2.3.1 La pente du projet.....	90
V.2.3.2 Coefficient de rugosité.....	90
V.2.3.2 Coefficient de Manning.....	91
V.2.3.3 Vitesse d'érosion.....	91
V.2.4 Revanche des canaux.....	91
V.3 ETUDES DES VARIANTES.....	91
V.3.1 Protection avec des murs en gabions.....	92
V.3.1.1 Dimensionnement.....	93

V.3.2.2 Les paramètres de l'écoulement.....	94
V.3.2.3 Devis estimatif et quantitatif	97
V.3.2 Protection avec un canal en béton arme	97
V.3.2.1 Dimensionnement	98
V.3.2.2 Paramètres de l'écoulement	98
V.3.2.3 Etude de la stabilité du canal.....	102
V.3.2.4 Devis estimatif et quantitatif	102
V.4 Comparaison technique des deux variantes d'aménagement.....	103

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

VI.1 Introduction.....	105
VI.2 Généralité.....	105
VI.2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	105
VI.2.1.1 Maitre de l'ouvrage.....	105
VI.2.1.2 Maitre de l'ouvre	105
VI.2.1.3 Entrepreneur.....	105
VI.2.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	106
VI.2.2.1 Installations destinées au personnel.....	106
VI.2.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	106
VI.2.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	106
VI.2.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	106
VI.2.3 Les moyens de chantier.....	107
VI.2.3.1 Les moyens humains.....	107
VI.2.3.2 Les moyens matériels.....	107
VI.2.4.1 Moyens matériels du chantier	108
VI.3 Devis quantitatif et estimatif de projet.....	109
VI.4 Évaluation des risques	110
VI.4.1 Protection collective	110
VI.4.1.1 Ergonomie de l'engin.....	110
VI.4.1.2 Sécurité du chantier	110
VI.4.1.3 Protection individuelle.....	110
Des mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des maladies professionnelles. Afin de limiter leur apparition, de nombreuses mesures de prévention peuvent être mise en place : choix du matériel et amélioration des conditions d'utilisation, port d'une ceinture de maintien lombaire.	110
VI.5 Planification.....	111
VI.5.1 Méthodes basées sur le réseau	112
VI.5.1.1 Construction du réseau :	112
VI.5.1.2 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI, 2004)	112
VI.5.2 Méthodes basées sur le graphique	113
VI.5.3 Les étapes de la planification.....	113
VI.5.4 Choix de la méthode de calcul	113
VII.4.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M.....	113
VI.5.4.2 Chemin critique (C.C).....	114
VI.5.5 Diagramme de Gantt.....	114
VI.5.5.1 Déterminer et structurer la liste des tâches à réaliser pour mener à bien le projet	114
VI.5.5.2 Estimer les durées et les ressources	114
VI.5.5.3 Réaliser le réseau logique	115

VI.5.5.4 Tracer le diagramme de GANTT 115

Conclusion Generale

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I Historique des crues et des inondations en Algérie

CHAPITRE II Présentation de la zone d'étude

Tableau n° II 1 Coordonnées de la courbe hypsométrique	23
Tableau n° II 2 Les indices de pentes	26
Tableau n° II 3 récapitulatif des résultats du temps de concentration	27
Tableau n° II 4 Récapitulatif des caractéristiques du BV	28

CHAPITRE III Etude Hydrologique

Tableau n° III 1 Caractéristique de la station pluviométrique	32
Tableau n° III 2 Répartition mensuelle des températures	32
Tableau n° III 3 Répartition mensuelle de l'humidité.....	33
Tableau n° III 4 Répartition mensuelle des vitesses du vent.....	33
Tableau n° III 5 coordonnées de la station pluviométrique.....	34
Tableau n° III 6 Répartition mensuelle des pluies	35
Tableau n° III 7 Pluies maximales journalières	36
Tableau n° III 8 Les caractéristiques de la série	37
Tableau n° III 9 Caractéristique de la série.....	38
Tableau n° III 10 Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL.....	38
Tableau n° III 11 Résultat de l'ajustement à la loi GEV	40
Tableau n° III 12 Pluies de courte durée pour les différentes fréquences	40
Bookmark not defined.	
Tableau n° III 13 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	43
Tableau n° III 14 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel.....	47
Tableau n° III 15 récapitulatif des résultats des coefficients des variations	50
Tableau n° III 16 récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	50
Bookmark not defined.	
Tableau n° III 17 valeur de α en fonction de la fréquence.....	50
Tableau n° III 18 valeur de γ en fonction de bassin versant	50
Tableau n° III 19 récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski	53
Tableau n° III 20 récapitulatif des résultats de la formule Turraza	53

Tableau n° III 21 Modèle pour calculer Q_{max} en fonction de la surface du bassin versant (A) en km ² et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité	54
Tableau n° III 22 q(F) (quantile fonction).....	54
Tableau n° III 23 récapitulatif des résultats de débit de crue.....	54
Tableau n° III 24 Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	56
Tableau n° III 25 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue ...	56
Tableau n° III 26 Résultats de calculs du transport solide par la méthode de Tixeront.....	58
Tableau n° III 27 Résultats de calculs par la méthode d'estimation au Nord Algérien.....	59

CHAPITRE IV Calcul Hydraulique

Tableau n° IV 1 Ordre de grandeur des fruits des talus	59
--	----

CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES

Tableau n° V 1 les valeurs indicatives du coefficient de rugosité	54
Tableau n° V 2 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.....	91
Tableau n° V 3 paramètres du canal en gabion	91
Tableau n° V 4 paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion.....	93
Tableau n° V 5 Devis estimatif et quantitatif.....	94
Tableau n° V 6 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé).....	97
Tableau n° V 7 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.....	98
Tableau n° V 8 Somme des forces vertical en fonction de la largeur.....	98
Tableau n° V 9 Devis estimatif et quantitatif.....	102

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau n° VI 1 Les Engins utilisés.....	108
Tableau n° VI 2 Devis total du projet.....	110
Tableau n° VI 3 Les moyens de protection individuelle.....	112
Tableau n° VI 4 Les durées de différentes opérations	116
Tableau n° VI 5 Succession des taches	117

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I Historique des crues et des inondations en Algérie

Figure I 1 Risque = F (aléa, vulnérabilité)	3
Figure I 2 Hydro-gramme de crue.....	4
Figure I 3 représentation de termes géographiques usuels	5
Figure I 4 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau	6
Figure I 5 représentation d'inondations Par débordement direct.....	7
Figure I 6 représentation d'inondations Par accumulation d'eau ruisselée	7
Figure I 7 représentation d'inondations Par débordement indirecte	8
Figure I 8 représentation d'inondations marines.....	8
Figure I 9 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (les échos d'Alger)	10
Figure I 10 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (Journal El Watan).....	10
Figure I 11 Inondations à Ghardaia Novembre 2008 (Journal El moudjahid).....	11
Figure I 12 Photos d'inondation causée par le débordement d'Oued harbil (fraction zamoura) (Photo réelle de lieux)	12
Figure I 13 L'ouvrage existant c'est un ouvrage submersible ainsi que la section mouille insuffisante (Photo réelle de lieux)	13
Figure I 14 Un rétrécissement du cours d'eau et le niveau de lit mineur élevé dans ce cas lors des crues un débordement de l'oued est facile (Photo réelle de lieux)	13
Figure I 15 Image satellite de la RN°18 (Google Earth)	14
Figure I 16 Photos de l'ouvrage a l'entre de la vile Oued Azib (Photo réelle de lieux)	15

CHAPITRE II PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure II 1 Limite administrative de la Wilaya de Medea	17
Figure II 2 Situation géographique de la zone d'étude (Source : Logiciel Arc GIS)	17
Figure II 3 Limite de site de oued harbil par carte de BERROUAGHIA n° NJ-31-III-8 Ouest - Echelle 1/50 000.....	18
Figure II 4 Carte de zonage sismique du territoire national RPOA2008.....	19
Figure II 5 Délimitation de Bassin versant de Oued Harbil (Source : Logiciel Arc GIS)	20
Figure II 6 La surface et périmètre du bassin versant (Source : Logiciel Arc GIS)	20
Figure II 7 Répartition des surfaces et courbe hypsométrique.....	23
Figure II 8 Carte hypsométrique (Source : Logiciel Arc GIS)	24

CHAPITRE III Etude Hydrologique

Figure III 1 Répartition mensuelle des températures	32
Figure III 2 Répartition mensuelle l humidité.....	33
Figure III 3 Répartition mensuelle des vitesse du vent.....	34
Figure III 4 Répartition mensuelle des pluies	35
Figure III 5 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL (Source : Logiciel HYFRAN).....	39
Figure III 6 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV (Source : Logiciel HYFRAN)	41
Figure III 7 Représentation graphique de l'ajustement des lois (Source : Logiciel HYFRAN).....	45
Figure III 8 Courbes Pluie– Durée – Fréquence(PDF)	45
Figure III 9 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (IDF).....	51
Figure III 10 courbes enveloppes (Franco et Rodier) (Livre Touaibia).....	54
Figure III 11 représentation des régions.....	57
Figure III 12 Hydrogrammes de crues du bassin versant (SOKOLOVSKY).....	62

CHAPITRE IV Calcul Hydraulique

Figure IV 1 Canal naturel.....	62
Figure IV 2 Types de canaux artificiels.....	63
Figure IV 3 Schémas d'écoulement permanent et non-permanent.....	63
Figure IV 4 Variabilité de l'écoulement.....	64
Figure IV 5 Les types d'écoulement.....	67
Figure IV 6 Canal à forme rectangulaire	68
Figure IV 7 Canal à forme trapézoïdale.....	70
Figure IV 8 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal (engees.unistra.fr).....	72
Figure IV 9 Approximation du nombre de Froude et de la hauteur critique (engees.unistra.fr).....	74
Figure IV 10 Différentes formes de courbes de remous (engees.unistra.fr).....	75
Figure IV 11 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	76
Figure IV 12 Définition du tracé de l'oued et des sections principales et extrapolées.....	77
Figure IV 13 Définition de la crue et des conditions aux limites Calcul du ressaut.....	78
Figure IV 14 Ressaut ondulé.....	78
Figure IV 15 Le pré-ressaut.....	79
Figure IV 16 Le ressaut de transition.....	79
Figure IV 17 Le ressaut stable.....	79

Figure IV 18 Le ressaut clapoteux.....	80
Figure IV 19 Profil en long du tronçon simulé avec la ligne de surface de l'eau.....	81
Figure IV 20 Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennial.....	83
Figure IV 16 Sections en travers du canal et résultats de simulation.....	89

CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES

Figure V 1 Eléments géométriques pour différents section des canaux	90
(livre Hydraulique fluviale, De Walter Hans Graf, M. S. Altinakar).....	93
Figure V 2 tableaux spéciaux pour obtenir le coefficient de rugosité (n) (M. Srybny)	94
Figure V 3 Coupes types de la variante 01 (Gabionnage au début de la protection).....	94
Figure V 4 Section du profil 68.....	95
Figure V 5 Section du profil 62.....	95
Figure V 6 Section du profil 57.....	95
Figure V 7 Section du profil 49.....	96
Figure V 8 Section du profil 33.....	96
Figure V 9 Section du profil 7.....	96
Figure V 10 Section du profil 1.....	97
Figure V 11 profil en long d'Oued Harbil aménagé selon la premier variante.....	99
Figure V 12 Vue en Plan en 3D de l'oued Harbil d'après la simulation par HEC- RAS.....	99
Figure V 13 Section du profil 68.....	99
Figure V 14 Section du profil 62.....	100
Figure V 15 Section du profil 57.....	100
Figure V 16 Section du profil 49.....	100
Figure V 17 Section du profil 33.....	101
Figure V 18 Section du profil 7.....	101
Figure V 19 Section du profil 1.....	101
Figure V 20 profil en long d'Oued Harbil aménagé selon la deuxième variante.....	101
Figure V 21 Vue en Plan en 3D de l'oued Harbil d'après la simulation par HEC RAS.....	101

CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VI 1 Coupe type de terrassement.....	110
Figure VI 2 Schéma d'un réseau à noeuds.....	118
Figure VI 3 Réseau de planification des taches par la méthode CPM.....	118

Liste des planches

Planche n°1 : Profil en long de l'aménagement de oued Harbil.

Planche n°2 : Profil en traverses de l'aménagement de oued Harbil.

Planche n°3 : Aménagement de oued Harbil.

Introduction générale

En Algérie, les inondations sont devenues de plus en plus complexes à gérer. En effet, la construction de nombreux ouvrages et aménagements, de même que l'installation de résidences permanentes sur les rives des cours d'eau, ont eu pour conséquence d'augmenter le risque face aux crues exceptionnelles. De plus, l'absence des connaissances sur l'hydrologie fluviale a eu pour conséquence la construction dans les zones inondables. Ceci a permis à de nombreux citoyens de s'installer en permanence sur les plaines inondables et d'obtenir des droits acquis face aux lois et règlements subséquents.

Certaines inondations provoquant des dégâts humains et matériels qui peuvent être catastrophiques, surtout dans les zones urbaines, il faut réaliser certains aménagements pour amortir ces dégâts si on connaît que le risque zéro n'existe pas. Cela demande un travail interdisciplinaire dont les acteurs principaux sont les hydrologues, les hydrauliciens, les aménageurs et les gestionnaires de la ville.

L'oued Harbil située dans la ville Harbil, à l'ouest de la Wilaya Médéa. Il est régulièrement soumis à des inondations. qui paraît le premier menaçant de la ville par les inondations. Le débordement du cours d'eau s'effectue lorsque la quantité d'eau qui arrive au cours de l'inondation est supérieure à sa capacité intrinsèque. Le débordement s'effectue du lit mineur au lit moyen puis au lit majeur. Cependant, la méconnaissance du rôle du lit majeur laisse les populations implanter des constructions sur celui-ci mais malheureusement ça provoque ainsi des catastrophes sur le plan humain et économique.

Le travail présenté a pour objectif la détermination et aménage les zones inondables dans la ville de Harbil. Pour ce faire, nous avons mis en œuvre un modèle de simulation numérique HEC-RAS qui évalue les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. Le document se décline en huit chapitres.

CHAPITRE I

Historique des crues et des inondations en Algérie

I.1 Introduction

Le problème des inondations n'est pas une nouveauté. De tout temps l'homme a eu de bonnes raisons de s'installer dans des zones occasionnellement inondables où il avait un meilleur accès à la ressource en eau, son potentiel énergétique, la richesse agricole des sols concernés etc..

I.2 Généralités sur les inondations

I.2.1 Concept du concept du risque

Le concept de risque est en soi assez complexe puisque l'on sent bien qu'il ne peut se définir qu'en considérant simultanément, et sur une même parcelle d'espace, un phénomène physique (en l'occurrence, la présence d'eau) et une utilisation sociale de ce même espace qui souffre (ou tire profit) de cette présence d'eau. Cela a amené les théoriciens à définir le risque comme résultant de deux facteurs réputés indépendants que sont l'aléa et la vulnérabilité, approche à peu près admise par tous aujourd'hui (GENDREAU et GILARD, 1997, MOLIN-VALDES, 1994]. Il doit être bien entendu que cette décomposition du risque est une première modélisation conceptuelle de l'objet étudié, qui comporte donc sa part de simplification (GILARD et al., 1996).

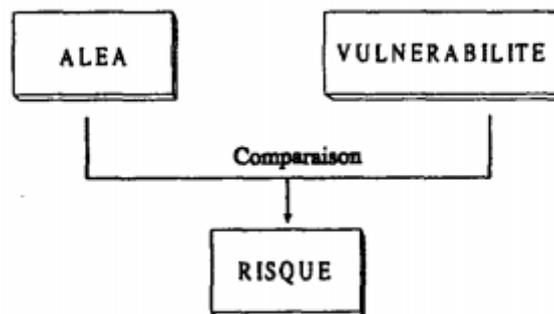


Figure n° I 1 Risque = F (aléa, vulnérabilité)

I.2.2 Définition

I.2.2.1 Inondation

L'inondation peut être définie comme étant une submersion temporaire, naturelle ou artificielle d'un espace terrestre. Cette submersion affecte en général les terrains avoisinant un cours d'eau ou un plan d'eau à niveau variables tels que les lits majeurs, les parties basses des vallées et les plaines côtières.

Elle correspond à la submersion de terrains à la suite d'épisodes pluvieux importants ou d'accidents (rupture accidentelle d'un endiguement protégeant des terrains sous le niveau normal des eaux, rupture de barrage).

Les fortes pluies engendrent une crue, parfois associée à une remontée de la nappe phréatique.

I.2.2.2 Crue

Une crue est un évènement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'un cours d'eau.

Pour certains hydrologues, la crue est un dépassement du débit moyen journalier par un facteur multiple de deux à trois fois.

- Les crues sont généralement groupées en trois grandes classes :
 - Crues d'averse.
 - Crues de fonte de neige.
 - Crues d'embâcle ou de débâcle de glace.
- Éléments descriptifs d'une crue

Une crue est décrite par quatre éléments sont :

- 1- Temps de concentration : durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- 2- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 3- La forme de la crue (Hydro-gramme de crues).
- 4- Fréquence de retour ou la période de retour.

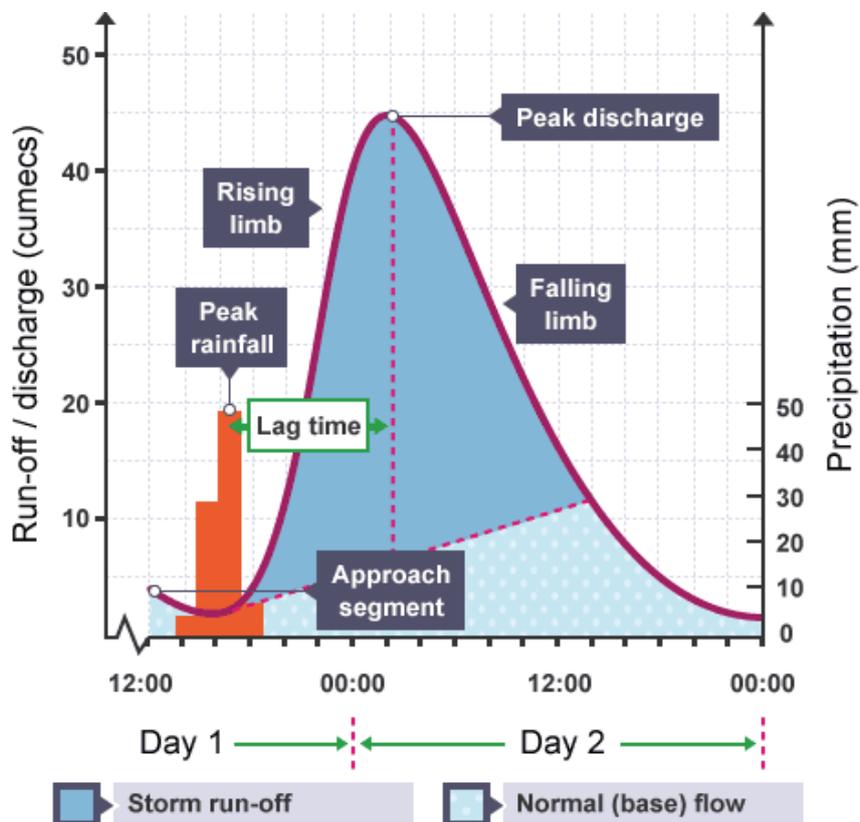


Figure n° I 2 Hydro-gramme de crue

I.2.2.3 Cours d'eaux

La quantité d'eau qui arrive au cours de l'inondation est supérieure à sa capacité intrinsèque. Le débordement s'effectue du lit mineur au lit moyen puis au lit majeur. Malheureusement le risque naturel d'inondation couvre tout l'espace du lit majeur et provoque ainsi des catastrophes sur le plan humain et économique.

I.2.2.4 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

- **Lit d'un cours d'eau** : Un cours d'eau naturel adopte les dimensions que l'on voit sa largeur, sa profondeur, sa pente, sa sinuosité, des berges dissymétriques et un profil en long irrégulier. Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitaire. On distingue trois types de lits :

Lit mineur : est l'espace limité par les berges et parcouru par les débits non débordants.

Lit majeur : (ou zone d'expansion de crue, ou zone inondable) lit qu'occupe le cours d'eau lors des crues, incluant les zones inondées.

Lit moyen : sur lequel s'écoulent les crues aux périodes de retour de 1 à 10 ans en moyenne.

- **Rive - berge** : Rive et berge sont souvent confondues à tort. La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Sa localisation est donc assez précise. La rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique [Degoutte, 2006].

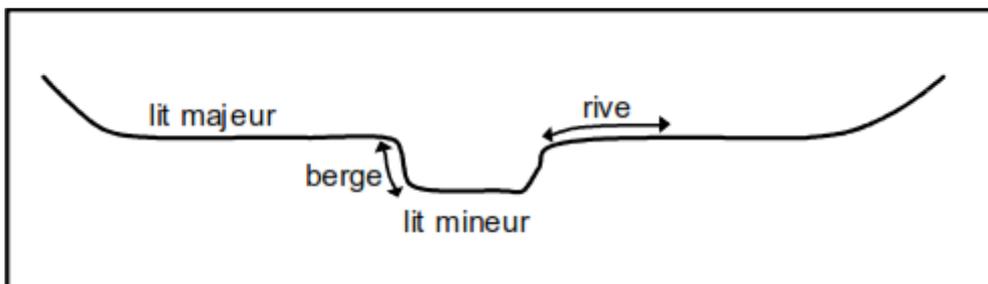


Figure n° I 3 représentation de termes géographiques usuels

- **Alluvions et substratum** : Une rivière coule généralement sur ses alluvions. Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Les alluvions recouvrent le substratum rocheux formé d'une roche dure ou bien d'une roche plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...) [Degoutte, 2006].

- **Ripisylve** : La Ripisylve, formation végétale naturel située sur la rive. Elle peut être limitée à un cordon arboré étroit qui souligne le bord du lit mineur de la rivière ou bien est une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre au lit mineur. Cette forêt occupe tout ou partie du lit majeur. [Degoutte, 2006].

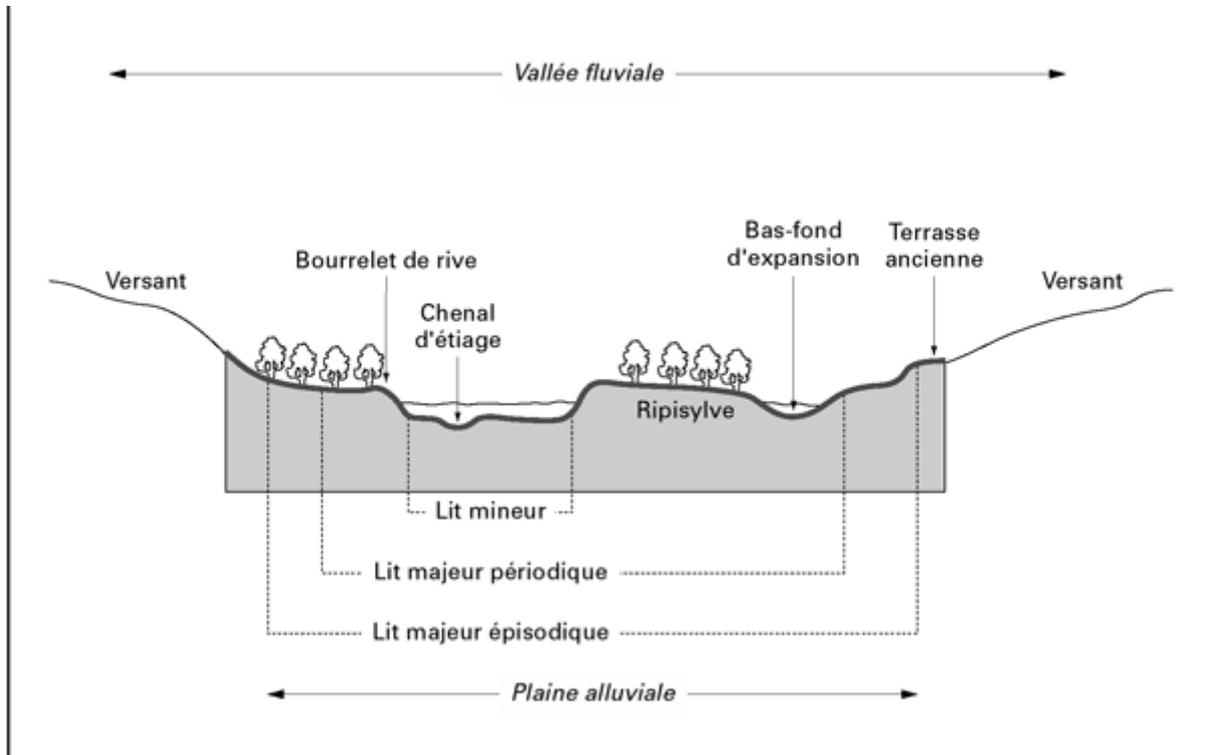


Figure n° I 4 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

I.2.3 Types d'inondations

Il existe quatre principaux types d'inondations :

I.2.3.1 Par débordement direct

Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur, les sites en bordure de cours d'eau sont le plus souvent inondés par un débordement direct. En fait, une rivière a deux lits : le lit mineur où les eaux s'écoulent en temps ordinaire, et le lit majeur incluant les zones basses situées de part et d'autre du cours d'eau. Après des pluies fortes ou persistantes, les rivières peuvent déborder et s'écouler à la fois en lit mineur et en lit majeur (in, Slimani, 2011)

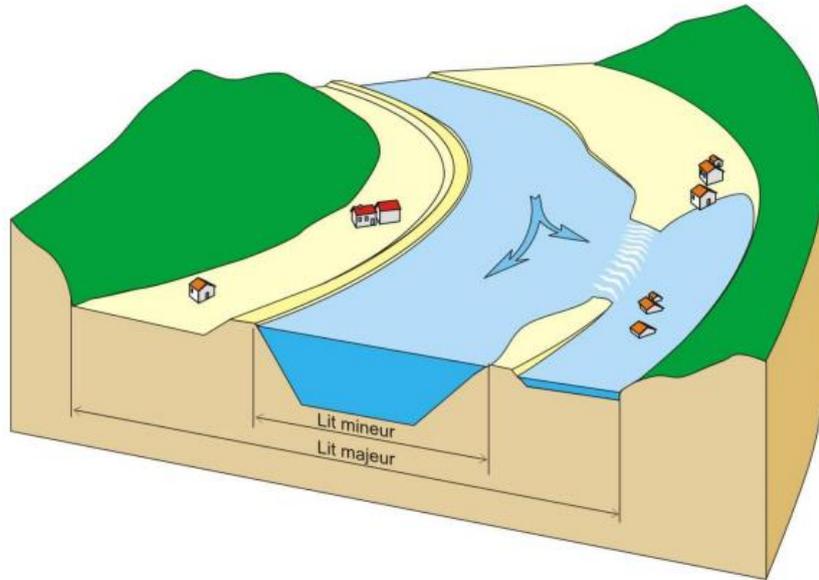


Figure n° I 5 représentation d'inondations Par débordement direct

I.2.3.2 Par accumulation d'eau ruisselée

Liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau de drainage lors de pluies anormales. Ces inondations peuvent se produire en zone urbanisée, en dehors du lit des cours d'eau proprement dit, lorsque l'imperméabilisation des sols et la conception de l'urbanisation et des réseaux d'assainissement font obstacle à l'écoulement normal des pluies intenses (orages, en particulier de type cévenol) (in, Slimani, 2011)

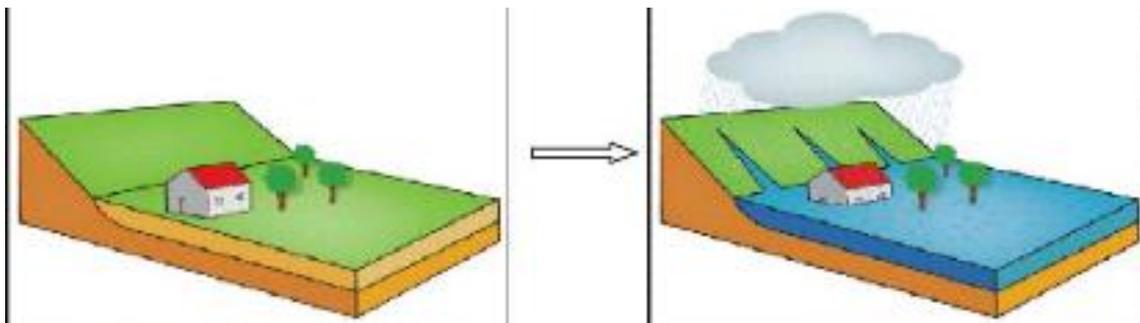


Figure n° I 6 représentation d'inondations Par accumulation d'eau ruisselée

I.2.3.3 Par débordement indirecte

Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement (in, Slimani, 2011)

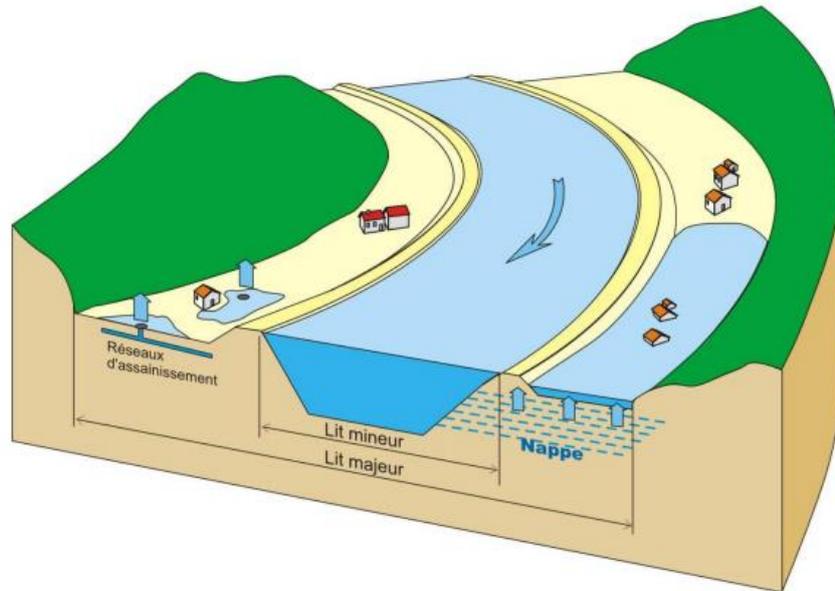


Figure n° I 7 représentation d'inondations Par débordement indirecte

I.2.3.4 Par rupture d'une protection

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine (in, Slimani, 2011).

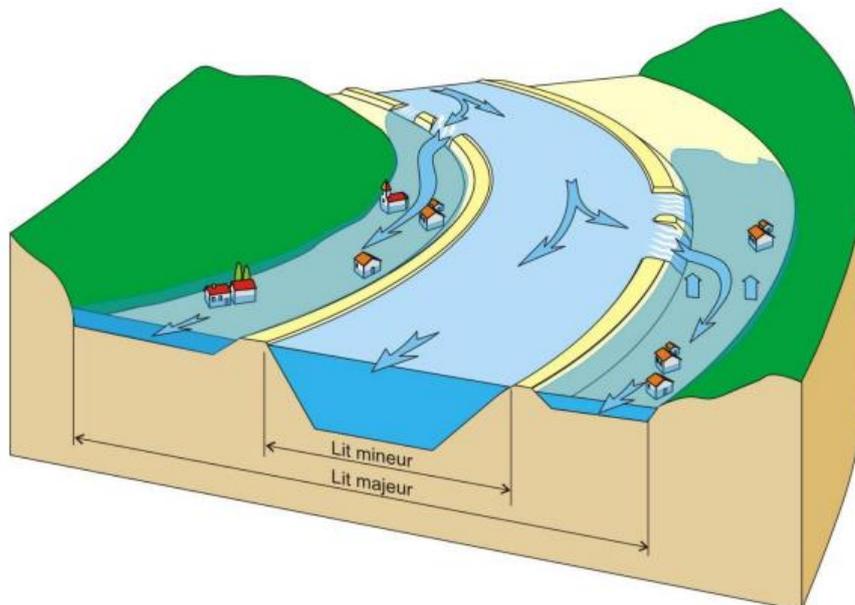


Figure n° I 8 représentation d'inondations marines

I.2.4 Les causes des inondations

I.2.4.1 Facteurs naturels

Les facteurs naturels sont

- La pente du bassin et sa nature font que l'inondation soit plus ou moins importante. Plus la pente est forte plus l'inondation est importante.
- Couvert végétal du bassin joue un rôle très important dans l'accélération ou ralentissement de l'écoulement.
- Plus la pluie est fréquente, les nappes phréatiques et le sol auront beaucoup plus de mal à absorber toute l'eau tombée.

I.2.4.2 Impact des activités de l'homme

- L'utilisation et l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants.
- Le déboisement de grandes zones peut faciliter les inondations. Lorsque trop d'arbres sont abattus, le ruissellement augmente et l'érosion du sol s'accélère car la terre n'est plus retenue par les racines.
- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables constituent la première cause d'aggravation du phénomène.
- L'imperméabilisation des sols due au développement des villes : l'eau ne s'infiltré plus et surcharge les systèmes d'évacuation.

I.2.5 Conséquences engendrées par les inondations

Lors des inondations, il peut y avoir des dégâts très importants et très lourdes conséquences sur notre vie, il y a différents types de conséquences. Il existe deux principales conséquences des inondations : les dégâts matériels (Elles touchent généralement les infrastructures de transport et de logement, telles que les bâtiments ou les ponts, Submersion dans les terres agricoles causant des pertes dans la récolte agricole..) et les dégâts humains(Disparition de certaines personnes sous les eaux, L'accès à l'eau potable devient très difficile qui entraînant un manque d'hygiène et ainsi la propagation des maladies liées à l'eau..).

I.3 Les inondations en Algérie

L'Algérie, similairement aux autres pays du monde, a connu des inondations qui paraissent à notre avis plus meurtrières et dévastatrices que celles survenues dans les pays du bassin méditerranéen. Au cours de la décennie écoulée, nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles:

Azazga (Tizi Ouzou), le 12/10/1971 et qui a des 40 décès et des centaines d'habitations détruites.

Tizi Ouzou, le 28/03/1974 et qui a provoqué 52 morts dans le centre-ville du Wilaya, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à 27 millions DA.

Annaba, le 11/11/1982 et qui a fait 26 morts et 9500 sinistrés.

Bab El Oued (Alger) le 10/11/2001 et qui ont fait 710 morts, 115 disparus et des dégâts évalués à 30 milliards de DA.

Ghardaïa : octobre 2008 a fait 34 morts, les dégâts évalués autour de 20 milliards de DA.



Figure n° I 9 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001

(les échos d'Alger)



Figure n° I 10 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001

(Journal El Watan)



Figure n° I 11 Inondations à Ghardaïa Novembre 2008

(Journal El moudjahid)

I.4 Les inondations dans la zone d'étude (fraction Zamoura

Présence des nouvelles habitations de fraction Zamoura au niveau de rive d'oued Harbil et le niveau de lit d'oued et presque le même pour ces habitations.

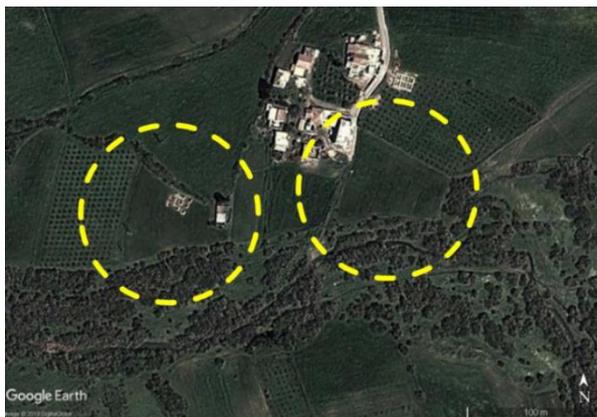




Figure n° I 12 Photos d'inondation causée par le débordement d'Oued Harbil
(fraction Zamoura)

Débordement d'oued fraction Tala inferieur





Figure n° I 13 L'ouvrage existant c'est un ouvrage submersible ainsi que la section mouille insuffisante

Rétrécissement de cours d'eau



Figure n° I 14 Un rétrécissement du cours d'eau et le niveau de lit mineur élevé dans ce cas lors des crues un débordement de l'oued est facile

Identification des risques au niveau de la RN°18



Figure n° I 15 Image satellite de la RN°18 (Google Earth Pro)

À l'entrée du centre-ville de la commune Harbil un ouvrage existant (dalot) au niveau d'oued Azib ainsi d'autre affluents qui traversant la RN18 par des passages busés.

- Une réhabilitation d'un passage busé en cours par la DTP de la wilaya de Médéa.

L'ouvrage a l'entre de la vile (Oued Azib) manque de curage de l'ouvrage existant





Figure n° I 16 Photos de l'ouvrage a l'entrée de la ville Oued Azib

D'après notre enquête sur le site une section importante du dalot existant mais Manque de curage périodique de cette ouvrage.

Conclusion

La problématique des inondations et des crues en Algérie est la conséquence des pluies torrentielles exceptionnelles.

Les crues varient temporairement et spatialement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur hydro gramme et débit de pointe. Dus à cause de plusieurs facteurs. En premier lieu, l'intensité,

L'extension spatiale de l'averse génératrice et la quantité. En deuxième lieu, les propriétés physio - graphiques tels que la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence et la taille.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE

Coordonnées UTM (carte de BERROUAGHIA n° NJ-31-III-8 Ouest - Echelle 1/50 000).

X=565.782 Km Y=4008.954 Km

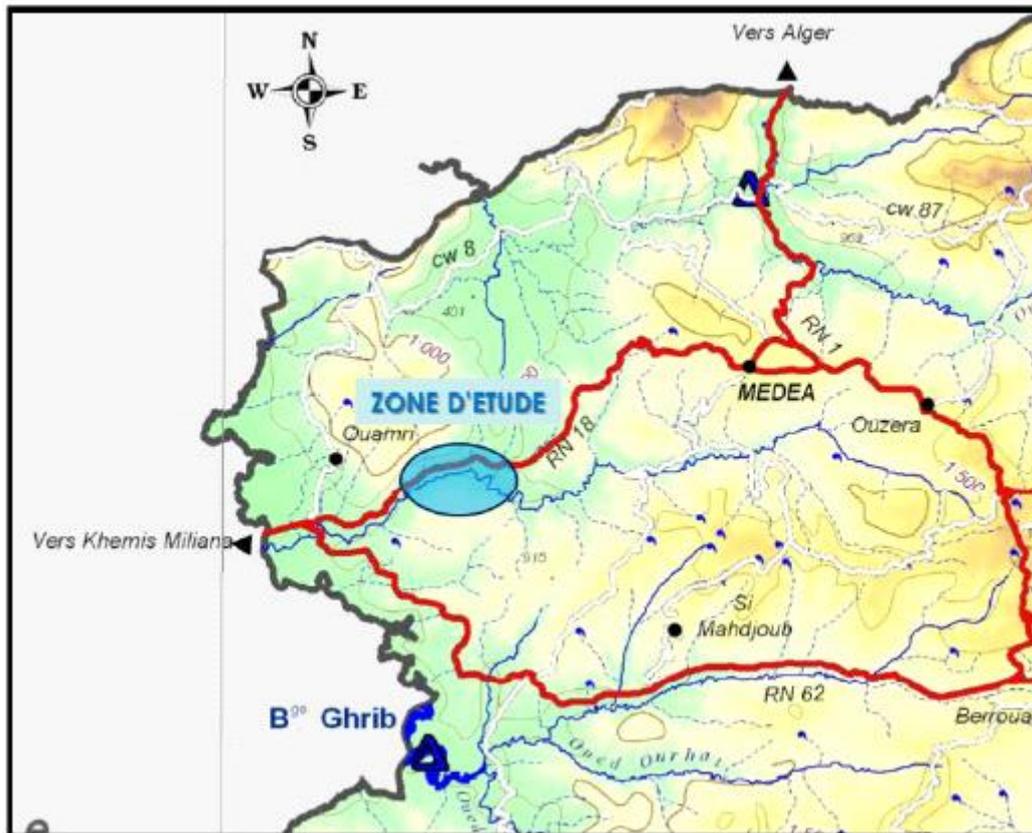


Figure n° II 2 Limite de site de oued Harbil par carte de BERROUAGHIA n° NJ-31-III-8 Ouest
- Echelle 1/50 000

II.3 Caractéristique morphologique du bassin

II.3.1 Géomorphologie

La ville de Médéa est située sur un axe routier important (RN1), c'est un parcours commercial et transsaharien. Les parcours de communication à l'échelle du territoire sont la RN1, RN18, CW08, CW238.

La géomorphologie de la ville de Médéa est constituée par un relief mouvementé, leur nature est montagneuse qui joue un rôle fondateur dans le développement de la ville et impose la direction d'extension de la ville donc il est devenu l'élément générateur de la croissance urbaine.

La zone d'étude de Oued Harbil présente un relief accidenté, l'emplacement du site présente en rive des pentes relativement douces tandis qu'en tronçons les pentes sont assez fortes. La hauteur d'eau est relativement assez importante dépassant parfois six mètres de hauteur.

II.3.2 Sismicité

La zone de Oued Harbil est classée en zone sismique II a (moyenne sismicité), selon le RPOA2008 :

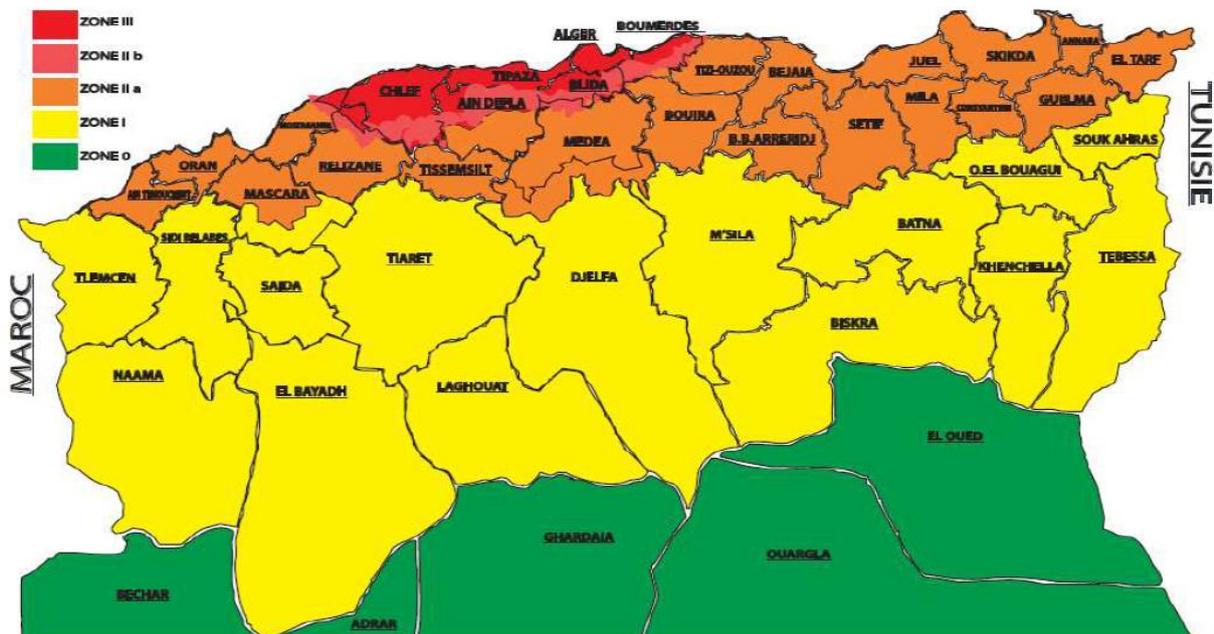


Figure n° II 3 Carte de zonage sismique du territoire national RPOA2008.

II.3.3 Géologie

Son influence se fait sentir non seulement sur le régime du cours d'eau mais aussi sur l'érosion et le transport solide. la notion essentielle à considérer est la perméabilité qu'il convient de prospecter sur cartes géologique.

les terrains perméables (roches meubles, sables, gravier, alluvions diverses, calcaires) jouent un rôle prépondérant dans l'infiltration .le ruissellement est plus faible et les crues moins abondantes. ces terrains peuvent jouer le rôle de modérateur.

les terrains imperméables comme les roches cristallines (granit), les roches sédimentaires (argile, limon, marne) contribuent au ruissellent, d'autant plus lorsque le couvert végétal est absent, accentuant le phénomène d'érosion et favorisant l'extension du réseau d'écoulement.

II.3.4 Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Sur la base des cartes topographiques à l'échelle 1/25 000 ont été calculées les différents paramètres morphologique:

Delimitation de Bassin Versant de Oued Harbil

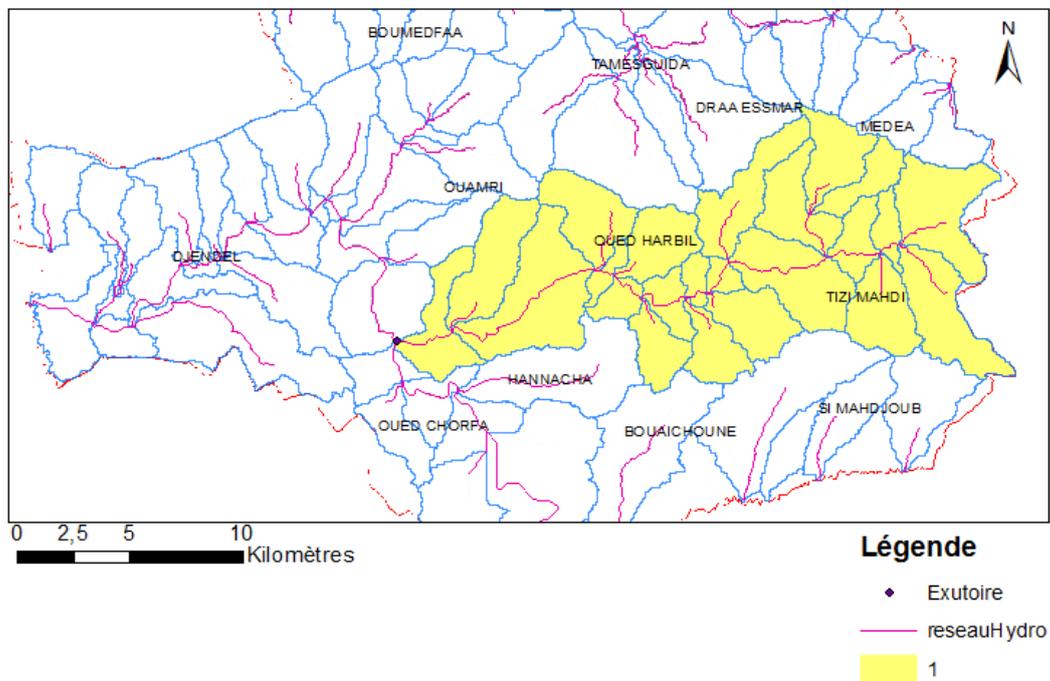


Figure n° II 4 Délimitation de Bassin versant de Oued Harbil

II.3.4.1 Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant $S = 210,867 \text{ Km}^2$.

II.3.4.2 Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant $P = 110,67 \text{ Km}$.

II.3.4.3 Longueur du talweg principal :

Longueur du cours d'eau principal est 28.11 km.

II.3.4.4 Paramètres de forme :

- **Indice de compacité de Horton (KH) :**

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la aire totale du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal.

$$K_H = \left(\frac{S}{L^2} \right)$$

$$K_H = (210,867 / 28.11^2) = 0.267$$

K_H : Indice de compacité de Horton.

S : Aire totale du bassin de drainage (km²).

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

- **Coefficient d'allongement (C_a) :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \left(\frac{1}{K_H} \right)$$

$$C_a = 1/0.267 = 3.747$$

K_H : Indice de compacité de Horton

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

Ce coefficient exprimant la forme du bassin versant, obtenu par la relation :

$$K_C = \frac{\text{sant. bassin verdu P Périimètre}}{\text{superficie même de cercle du P Périimètre}}$$

$$K_c = \left(\frac{0.28P}{S^{1/2}} \right)$$

$$K_c = 2.134$$

$K_c = 2.134 > 1.12$ Donc Notre bassin est alors **allongé**

II.3.4.4 Rectangle équivalent

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

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes (ROCHE, 1963)

Longueur L :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} + \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$L = 51.218 \text{ km}$$

Largeur l :

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} + \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$$

$l = 4.117 \text{ km}$

Avec :

KC : Indice de compacité de Gravelius.

S : La surface du bassin versant.

L : La longueur du rectangle équivalent.

l : la largeur du rectangle équivalent.

II.3.5 Paramètres du relief

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

II.3.5.1 La courbe hypsométrique

la courbe hypsométrique (A partir du Plan de situation). Elle nous donne le taux de surface correspondant aux différentes altitudes.

Cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Cette courbe donne en abscisse la surface A (en km² ou en % de la surface totale), les altitudes sont supérieures à une cote H donné en ordonnée.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau n° II 1 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Tranches d'altitude (m)	Moyenne Hi (m)	Superficie		
		Si (Km)	Si%	Cumules %
1185 - 1100	1140	1.02	0.48	0.48
1100 - 1000	1050	9.76	4.59	5.07
1000 - 900	950	22.03	10.45	15.52
900 - 800	850	32.29	15.31	30.83
800 - 700	750	43.92	20.83	51.66
700 - 600	650	43.77	20.76	72.42
600 - 500	550	36.56	17.34	89.76
500 - 382	440	21.6	10.24	100
Total		210.95	100	

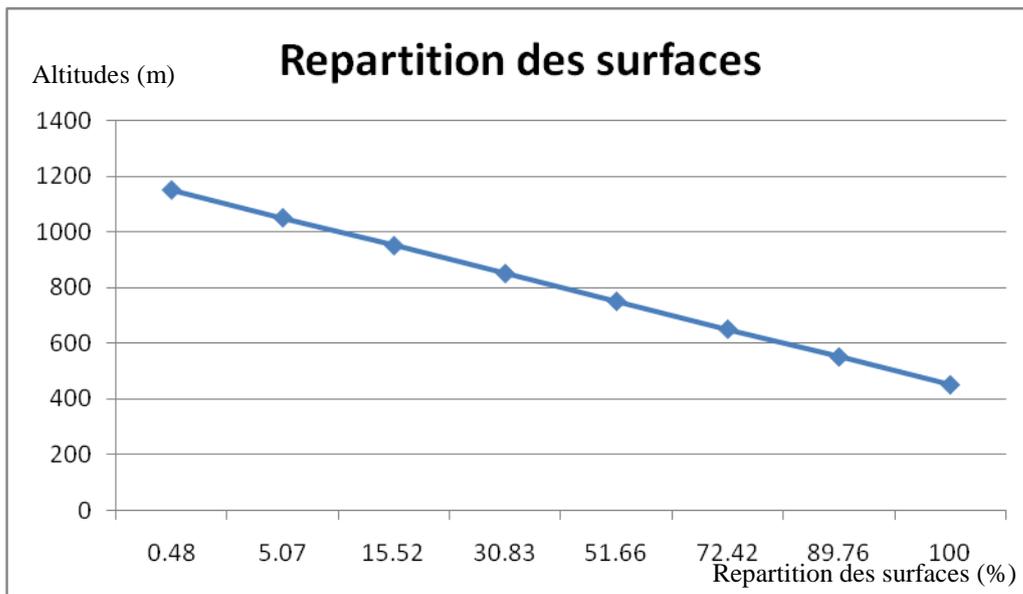


Figure n° II 5 Répartition des surfaces et courbe hypsométrique

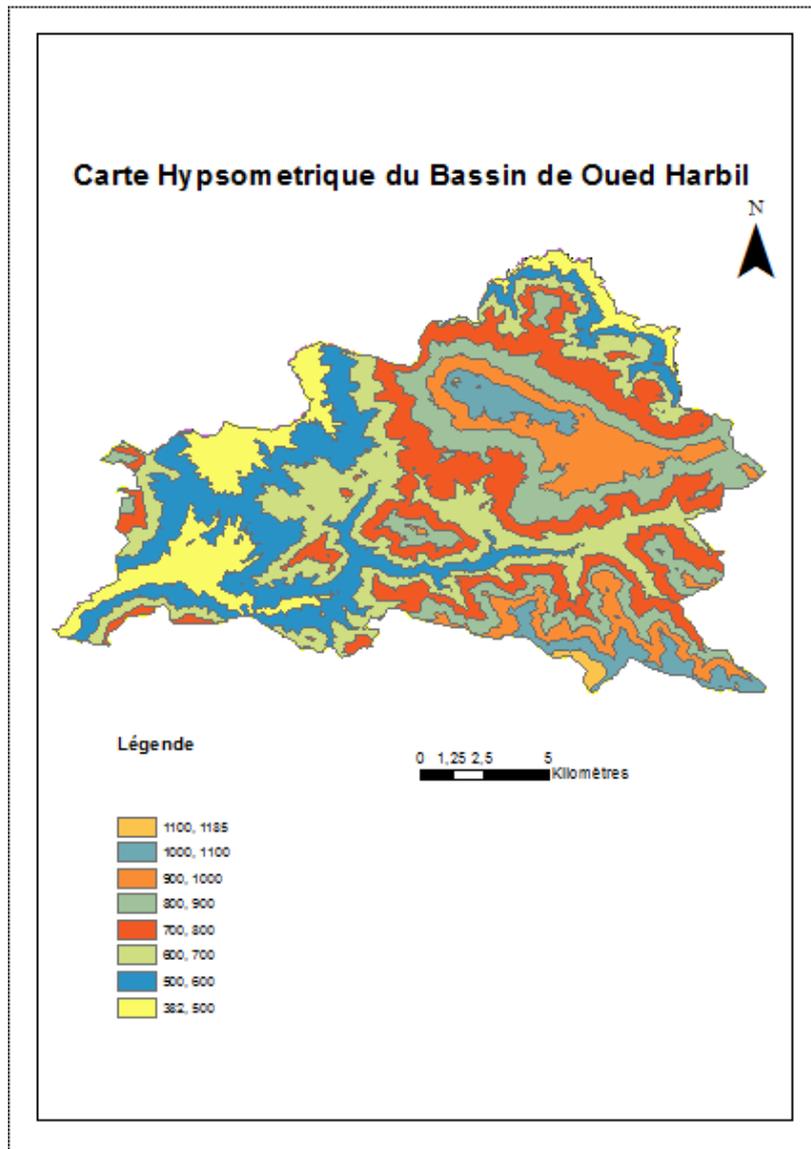


Figure n° II 6 Carte hypsométrique

II.3.5.2 Les altitudes caractéristiques

- **Altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

- **Altitude moyenne**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right)$$

$$H_{\text{moy}} = 715.878 \text{ m}$$

- **Altitude médiane**

L'altitude médiane ou H50% est déterminée sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

A partir la courbe hypsométrique :

$$H50\% = 800 \text{ m}$$

II.3.5.3 Les indices de pentes

- **Indice de pente globale I_g :**

L'indice de pente globale est très facile à calculer, il se calcule par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

$$I_g = 1.18$$

Avec :

D : étant la dénivelée $H_5\% - H_{95\%}$, définie sur la courbe hypsométrique ou même directement à l'œil sur la carte topographique.

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

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

- **Pente moyenne du bassin I_m**

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

$$I_p = 1.6$$

Avec:

I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau (m/km).

ΔH_{\max} : dénivellation maximale de la rivière (m) (différence d'altitude entre le point le plus éloigné et l'émissaire).

L : longueur du rectangle équivalent

- **Dénivelé spécifique :**

La Dénivelée spécifique permet d'utiliser les différents types de relief des bassins versants soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme suit :

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

$$D_s = 0.17$$

Tableau n° II 2 Les indices de pentes

Les indices de pentes	Symbole	Unités	Valeur
Indice de pente globale	I _g	m/km	1.18
Pente moyenne	I _m	M	1.6
Dénivelé spécifique	D _s	M	0.17

II.4 Caractéristique hydrographique du bassin

II.4.1 Densité de drainage

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

Avec :

L_i : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

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

II.4.2 Temps de concentration

II.4.2.1 La formule de Giandotti (sud Italie 1937)

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

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)=85

S : La superficie du bassin versant (Km²)=2904

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)= 891.5m

II.4.2.2 Formule de VENTURA

$$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}}$$

i_m : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant

II.4.2.3 Formule de TURRAZA

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{i}}$$

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

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

II.4.2.4 Formule de Témez

$$T_c = 0.3 [L / (I_r^{1/4})]^{0.76}$$

T_c : Temps de concentration en heures

L : Longueur de la rivière principale en km

I_r : La pente moyenne de la rivière

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau n° II 3 récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisé	T_c
Giandotti	6.858
VENTURA	6.047
TURRAZA	15.61
Témez	8.34

On a opté pour la moyenne des formules de : Ventura, Giandotti et Témez, sont celles recommandées pour le Nord algérien en éliminant la formule de Turazza.

Donc : $T_c = 7.081$ heures

II.4.3 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

$V_r = 3.97 \text{ Km/h}$

avec:

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Tableau n° II 4 Récapitulatif des caractéristiques du BV

Désignation	Symbole		Unités	Valeure
Superficie	S		Km ²	210.86
Périmètre	P		Km	110.67
Longueur du thalweg Principal	L		Km	28.11
Indice de compacité	K_c			2.134
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	51.218
	Largeur	l	Km	4.117
altitudes	Maximale	Hmax	M	1185
	Moyenne	Hmoy	M	715.878
	Médiane	Hmed	M	800
	Minimale	Hmin	M	382
Indice de pente globale	I_g		%	1.18
Indice de pente moyenne	I_{pm}		%	1.6
Temps de concentration	T_c		Heure	7.081
Vitesse de ruissellement	V_r		Km/h	3.97

Conclusion

L'objectif de l'évaluation des crues dans cette étude, s'agit de la protection de la localité portant le nom Oued Harbil dans la commune de Oued Harbil dans la Wilaya de Médéa contre les risques des inondations qui entraînant la perte de vies humaines et provoquent des dégâts matériels.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1 Introduction

L'hydrologie peut être définie 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.

L'hydrologie fait appel à de nombreuses sciences, certaines rattachées à la physique du globe telles que : la météorologie, la climatologie, la géographie physique, la géologie, etc....d'autres plus générales telles que la statistique mathématique, etc.

Aujourd'hui, l'hydrologie devient une technique importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation ou au contrôle des eaux naturelles. Son objectif est de caractériser le comportement hydrologique et les débits de référence à prendre en compte pour faciliter l'étude du projet d'aménagement de l'oued, dans le but d'éviter une surestimation du débit à évacuer.

En conséquence, les éléments suivants sont traités :

- Collecte et analyse des données hydrologiques à l'échelle du bassin versant (station pluviométrique, estimation des pluies et des débits liquides par des méthodes appropriées).
- Détermination sur la base d'une méthodologie appropriée, des débits de crues pour différentes périodes de retour ($T = 5$ ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans, 1000 ans et 10000 ans).

III.2 Caractéristique climatologique

Le climat est un facteur important dans la vie et l'évolution d'un écosystème, il joue un rôle fondamental dans la distribution et la vie des êtres vivants, deux facteurs en l'occurrence, la température et les précipitations sont prépondérants. Pour le développement de la végétation d'une part, et des réserves hydriques du milieu d'autre part, d'où la nécessité de faire le point sur ces derniers.

Le climat d'une région est influencé par de nombreux paramètres climatologiques qui sont : - la température - les précipitations - l'humidité. Ces données sont prises soit de l'étude de (SELTZEIR) : « climat d'Algérie », de l'A.N.RH de Blida ou de l'O.N.M de Dar el Beida. - la climatologie a essentiellement pour but : - L'analyse complète des éléments météorologiques qui déterminent le climat, La recherche des causes qui expliquent les différents climats et les fluctuations qui les accompagnent. Un climat tempéré chaud est présent à Oued Harbil. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Oued Harbil qu'elles ne le sont en été. Oued Harbil affiche 17.1 °C de température en moyenne sur toute l'année. La moyenne des précipitations annuelles atteints 653 mm.

• Stations de référence

Dans notre bassin versant d’oued Harbil, il n’existe aucune station hydrométrique qui enregistre les données météorologiques pour fournir les caractéristiques climatiques au bassin étudié, nous avons utilisé donc, les données météorologiques enregistrées à la station de Médéa qui présente des séries de données complètes s’étalant de 1976 à 2015

Tableau n° III 1 Caractéristique de la station pluviométrique

Nom de la station	X	Y	Altitude	Code
Station de Médéa	504.85	329.8	935	011509

Source : A.N.R.H

III.2.1 Température de l'air

La température moyenne est de 26.9 °C, le mois d’Août est le plus chaud de l’année. Le mois le plus froid de l’année est celui de Janvier avec une température moyenne de 9.0 °C. Les valeurs de la température de l’air enregistrées au période 1975/2019 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n° III 2 Répartition mensuelle des températures.

Mois		Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T°C	Tmax	28	22.5	17.3	13.5	12.7	14	16.4	19	23	27.3	31.1	28
	Tmin	19	14	9.5	6.3	5.3	6	8.2	10.6	13.6	17.6	21.4	19
	Tmoy	23.5	18.2	13.4	9.9	9	10	12.3	14.8	18.3	22.4	26.6	26.9

Source : A.N.R.H

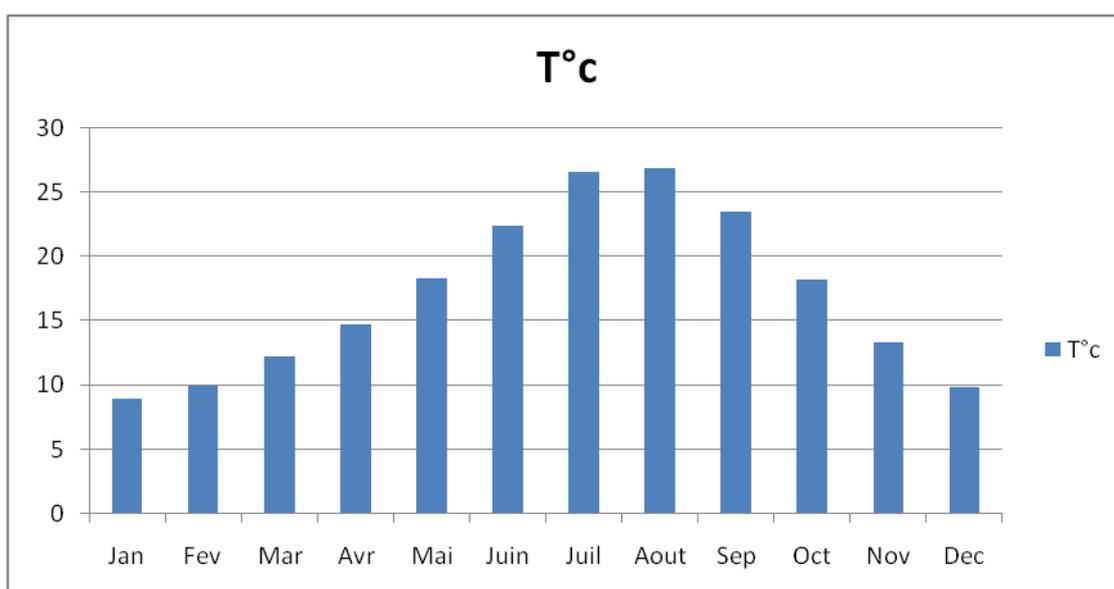


Figure n° III 1 Répartition mensuelle des températures

III.2.2 Humidité de l'air

Les mois les plus humides de l'année s'étalent de juin jusqu'à septembre avec des Fréquences maximales de 10,3 ; 11 ; 11,3 ; 11,9.

Les valeurs de la l'humidité de l'air enregistrées durant la période 1975/2019 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n° III 3 Répartition mensuelle de l'humidité

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
H(%)	11.9	8.9	6.8	5.9	5.8	5.4	6.6	6.9	8.9	10.3	11	11.3

Source : A.N.R.H

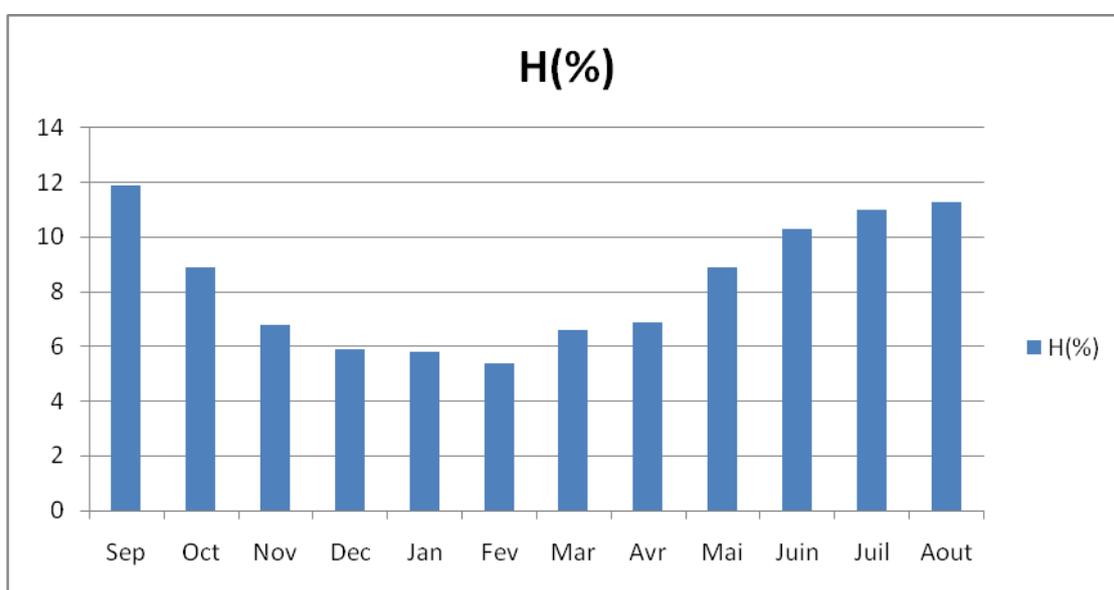


Figure n° III 2 Répartition mensuelle l humidité

III.2.3 Vent

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées du 1975/2019 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n° III 4 Répartition mensuelle des vitesses du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
V (m/s)	2.82	2.72	2.76	2.72	2.63	3.02	3.46	3.60	3.53	3.42	3.10	3.02

Source : A.N.R.H

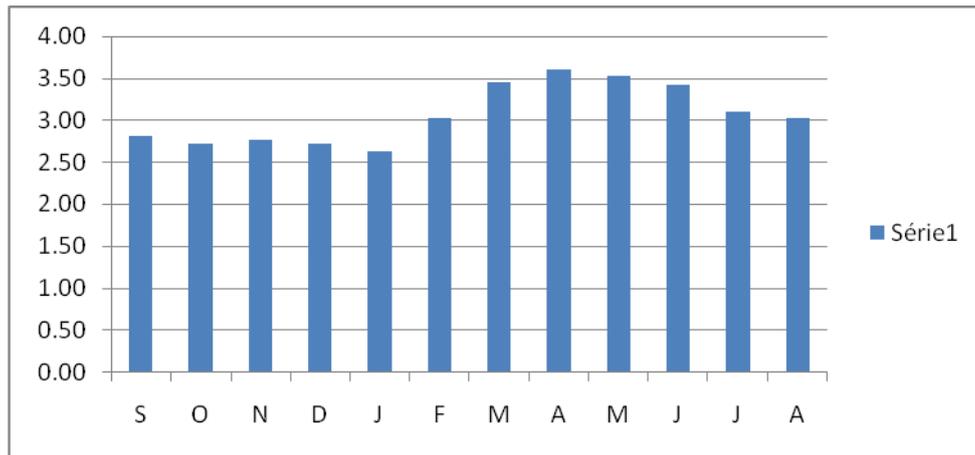


Figure n° III 3 Répartition mensuelle des vitesses du vent

III.2.4 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station de la zone d'étude. Vu l'absence des données pluviométriques dans le secteur d'étude, il était nécessaire d'utiliser d'autre station proche de notre bassin versant, nous avons les données de station de cela on est mené à considérer la station pluviométrique voisine ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation. La station disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site est station de Médéa.

III.2.4.1 Caractéristiques de la station pluviométrique

La station de Médéa possède une altitude très élevée proche de l'altitude moyenne du BV dont la période de fonctionnement est de 37 ans (de la période 1978-2015), qui nous a été fournie par l'ANRH de Blida.

Tableau n° III 5 coordonnées de la station pluviométrique

Nom de la station	X	Y	Altitude	Code
station de Médéa	504.85	329.8	935	011509

Source : A.N.R.H

III.2.4.2 Répartition mensuelle des pluies

La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 101 mm. Une différence de 17.9 °C existe entre la température la plus basse et la plus élevée sur toute l'année.

Tableau n° III 6 Répartition mensuelle des pluies

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmoy
moyenne	28	53	88	103	99	75	74	53	52	22	2	4	653

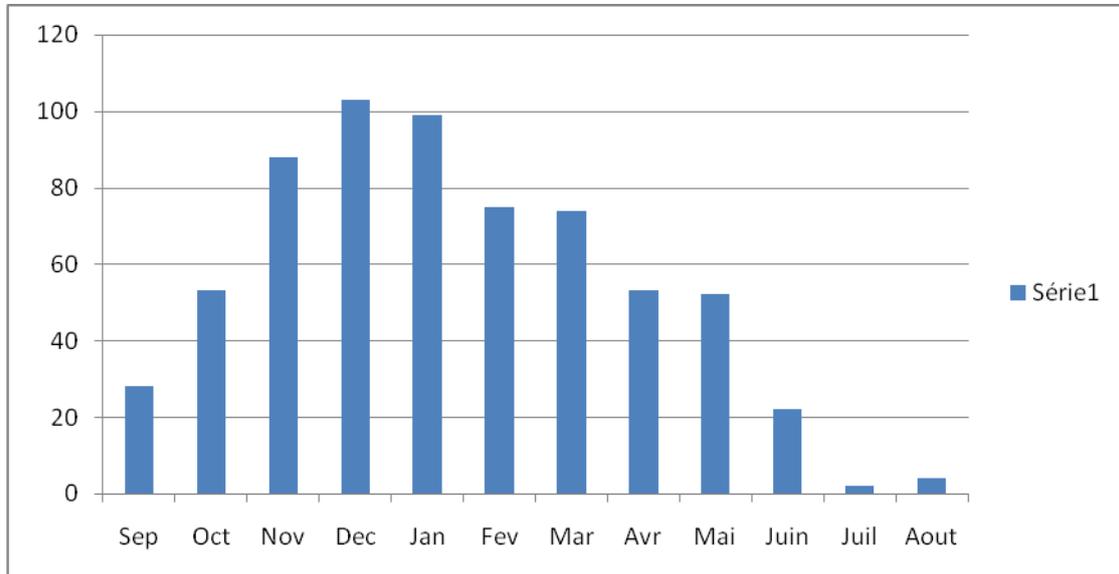


Figure n° III 4 Répartition mensuelle des pluies

III.2.4.3 Pluies maximales journalières

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique à une loi théorique de la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger les vies humaines et les biens matériels.

- **Procédé d'ajustement:**

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.39$) est donnée par l'ANRH de Blida.

Tableau n° III 7 Pluies maximales journalières

n	Année	Pjmax (mm)	n	Année	Pjmax (mm)
1	1978	75.6	20	1997	41.5
2	1979	100.5	21	1998	42.3
3	1980	71.6	22	1999	43.5
4	1981	37.9	23	2000	63.9
5	1982	55.2	24	2001	20.6
6	1983	43.8	25	2002	60.2
7	1984	101.4	26	2003	47.5
8	1985	39.1	27	2004	66.5
9	1986	66.4	28	2005	125
10	1987	42.1	29	2006	156.7
11	1988	71	30	2007	60.1
12	1989	43.4	31	2008	40.5
13	1990	56.5	32	2009	47.3
14	1991	147	33	2010	47.8
15	1992	30	34	2011	44.7
16	1993	77.5	35	2012	44.6
17	1994	67	36	2013	44.2
18	1995	45.4	37	2014	69.4
19	1996	25.5			

Source : A.N.R.H

III.2.4.4 Ajustement des pluies maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des débits maximums journaliers par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée. Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau

Tableau n° III 8 Les caractéristiques de la série

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des pmax j(mm)	$\sum_{i=1}^{N=37} Xi$	2263.20
La moyenne des pmax j en (mm)	$X_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{N=37} Xi}{N}$	61.168
L'écart type σ_x , pour n>30ans	$\sigma = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=37} (Xi - X_{moy})^2}{N-1}} \right]$	29.095
Coefficient de variation Cv	$Cv = \frac{\sigma}{X_{moy}}$	0.476

• **Choix de la loi d'ajustement :**

Comme 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 statiques de l'échantillon. Toutefois ; de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques ont été menées afin de déterminer méthode d'estimation la plus efficace pour une loi donnée.

a- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

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

Tel que :

$$y = a(x - x_0)$$

1/a : la pente de la droite de GUMBEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1.

2.3.....n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

-calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

$$T = 1/(1-q)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau n° III 9 Caractéristique de la série

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	20.6
Maximum	157
Moyenne	60.2
Ecart -type	30.6
Coefficient de variation(Cv)	0.50
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.71
Coefficient d'aplatissement(Ck)	5.14

Tableau n° III 10 Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	267	38.5	192 - 342
2000.0	0.9995	229	31.9	166 - 291
1000.0	0.9990	212	29.1	155 - 269
200.0	0.9950	174	22.5	130 - 218

100.0	0.9900	157	19.7	118 - 196
50.0	0.9800	140	16.9	107 - 174
20.0	0.9500	118	13.3	92.2 - 144
10.0	0.9000	101	10.5	80.5 - 122
5.0	0.8000	83.2	7.77	67.9 - 98.4

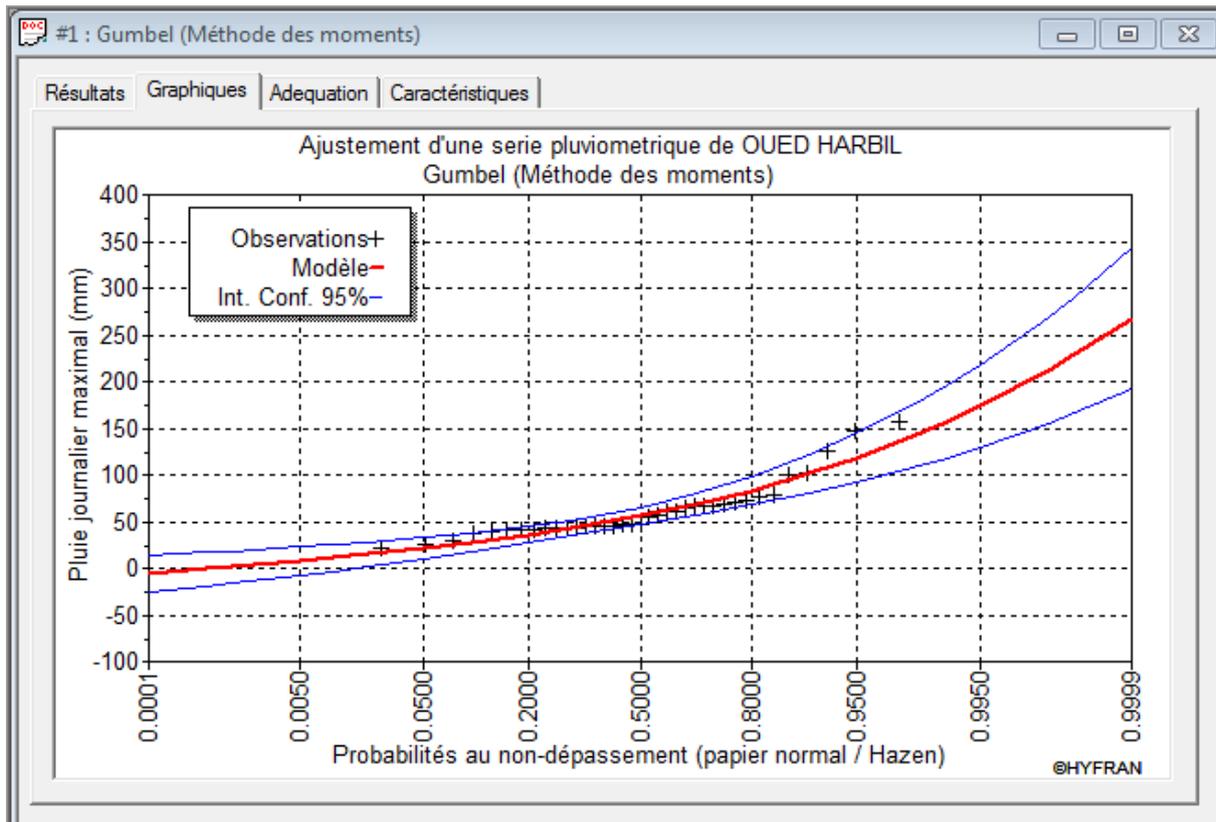


Figure n° III 5 Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GUMBEL

b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi des valeurs extrêmes généralisées (GEV) :

La distribution généralisée des valeurs extrêmes ou GEV (notées dans la littérature technique). Cette loi dépend de trois paramètres ; paramètre de l’échelle; paramètre de localisation et celui de forme, cette loi est défini par La fonction de probabilité si dessous.

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

Avec :

u : paramètre de localisation.

α : paramètre d'échelle.

k : paramètre de forme.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.13 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure III-10

Tableau n° III 11 Résultat de l'ajustement à la loi GEV

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	438	287	N/D
2000.0	0.9995	322	162	N/D
1000.0	0.9990	281	124	N/D
200.0	0.9950	201	61.4	N/D
100.0	0.9900	172	43.6	N/D
50.0	0.9800	147	30.0	87.9 - 206
20.0	0.9500	117	17.3	83 - 151
10.0	0.9000	96.7	11.0	75.2 - 118
5.0	0.8000	78.1	6.95	64.5 - 91.7

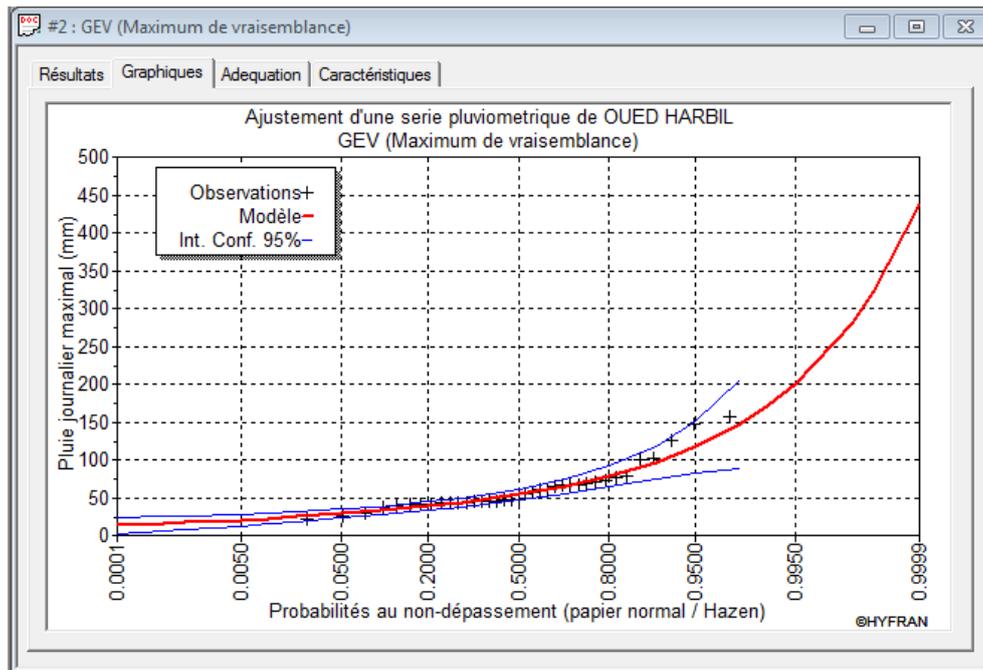


Figure n° III 6 Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GEV

- **Comparaison entre les lois d’ajustement**

La comparaison entre les lois d’ajustement va être faite en se basant sur le logiciel « Hyfran » et cela en traçant sur un même graphe les deux lois d’ajustement Gumbel et GEV. Le graphique obtenu la comparaison est illustré dans la figure qui suit :

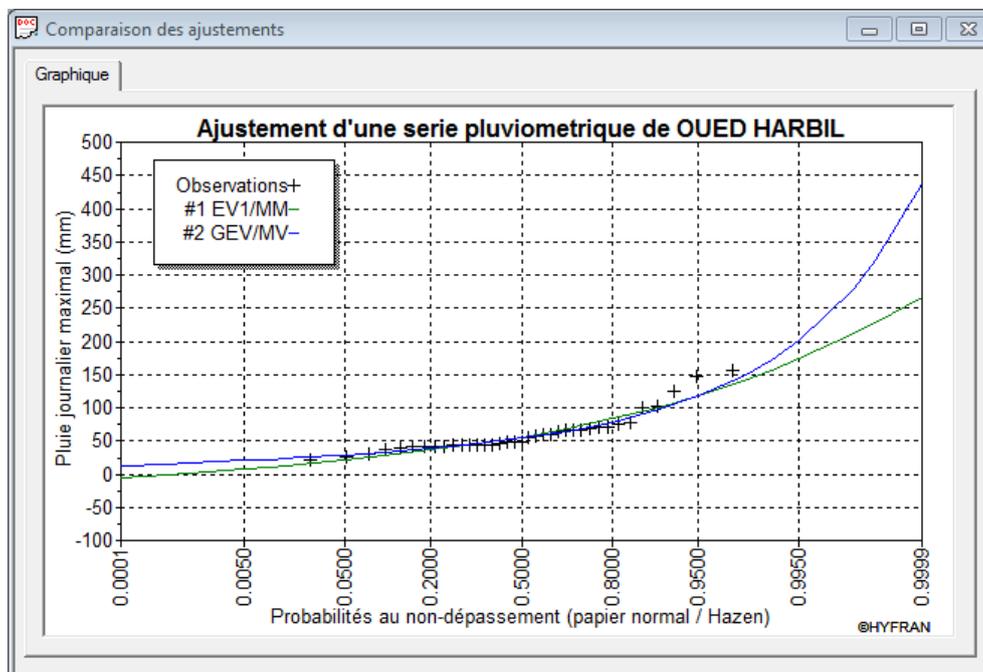


Figure n° III 7 Représentation graphique de l’ajustement des lois
(Source : Logiciel HYFRAN)

Interprétation :

On remarque que l'ajustement de la loi des valeurs extrêmes généralisées (GEV) les meilleures position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique et donc on opte pour cette loi.

III.2.5 Pluie de courtes durées

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

Avec :

$P_{max,j}$ p% : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (b = 0.39 , selon les études régionales de l'AN RH).

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

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

Avec :

I_t : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées et temps de retour sont représentées au tableau suivant :

Tableau n° III 12 Pluies de courte durée pour les différentes fréquences

T	1000	100	50	20	10
Pluie max j	281	172	147	117	96.7

Tableau n° II 13 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0,1		0,01	
pmax,p%	78.1		96.7		117		147		172		281		438	
T(h)	Pmax,p%	I(mm/h)												
1	22.614	22.614	27.999	27.999	33.877	33.877	42.563	42.563	49.802	49.802	81.362	81.362	126.821	126.821
2	29.633	14.816	36.690	18.345	44.392	22.196	55.775	27.887	65.260	32.630	106.617	53.308	166.186	83.093
3	34.709	11.570	42.976	14.325	51.997	17.332	65.330	21.777	76.440	25.480	124.882	41.627	194.657	64.886
4	38.830	9.708	48.078	12.020	58.171	14.543	73.087	18.272	85.516	21.379	139.710	34.927	217.769	54.442
5	42.361	8.472	52.450	10.490	63.460	12.692	79.732	15.946	93.292	18.658	152.413	30.483	237.569	47.514
6	45.483	7.580	56.315	9.386	68.137	11.356	85.608	14.268	100.167	16.695	163.645	27.274	255.077	42.513
7	48.301	6.900	59.804	8.543	72.359	10.337	90.912	12.987	106.374	15.196	173.785	24.826	270.882	38.697
8	50.883	6.360	63.001	7.875	76.227	9.528	95.772	11.972	112.060	14.008	183.075	22.884	285.362	35.670
9	53.275	5.919	65.963	7.329	79.810	8.868	100.274	11.142	117.328	13.036	191.681	21.298	298.776	33.197
10	55.510	5.551	68.730	6.873	83.158	8.316	104.480	10.448	122.249	12.225	199.721	19.972	311.309	31.131
11	57.612	5.237	71.332	6.485	86.307	7.846	108.437	9.858	126.879	11.534	207.285	18.844	323.098	29.373
12	59.600	4.967	73.795	6.150	89.286	7.441	112.180	9.348	131.258	10.938	214.439	17.870	334.251	27.854
13	61.490	4.730	76.135	5.857	92.117	7.086	115.737	8.903	135.420	10.417	221.239	17.018	344.850	26.527
14	63.293	4.521	78.367	5.598	94.819	6.773	119.131	8.509	139.391	9.957	227.727	16.266	354.962	25.354
15	65.020	4.335	80.504	5.367	97.405	6.494	122.380	8.159	143.193	9.546	233.937	15.596	364.643	24.310
16	66.677	4.167	82.556	5.160	99.887	6.243	125.499	7.844	146.843	9.178	239.900	14.994	373.937	23.371
17	68.272	4.016	84.532	4.972	102.277	6.016	128.502	7.559	150.356	8.844	245.640	14.449	382.884	22.523

CHAPITRE III**Etude Hydrologique**

18	69.811	3.878	86.437	4.802	104.583	5.810	131.399	7.300	153.745	8.541	251.177	13.954	391.515	21.751
19	71.299	3.753	88.279	4.646	106.811	5.622	134.199	7.063	157.022	8.264	256.530	13.502	399.858	21.045
20	72.740	3.637	90.063	4.503	108.970	5.448	136.910	6.846	160.195	8.010	261.713	13.086	407.937	20.397
21	74.137	3.530	91.793	4.371	111.063	5.289	139.541	6.645	163.272	7.775	266.741	12.702	415.774	19.799
22	75.494	3.432	93.474	4.249	113.096	5.141	142.095	6.459	166.261	7.557	271.624	12.347	423.386	19.245
23	76.814	3.340	95.108	4.135	115.074	5.003	144.580	6.286	169.169	7.355	276.374	12.016	430.790	18.730
24	78.100	3.254	96.700	4.029	117.000	4.875	147.000	6.125	172.000	7.167	281.000	11.708	438.000	18.250

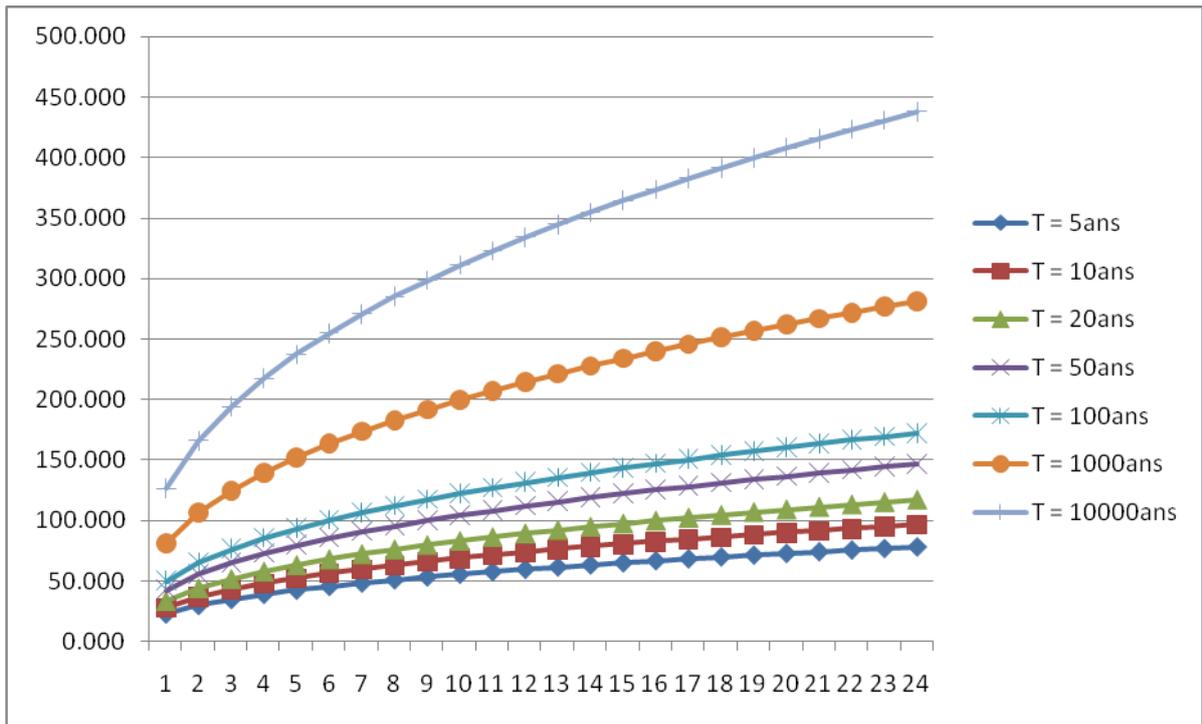


Figure n° III 8 Courbes Pluie- Durée - Fréquence(PDF)

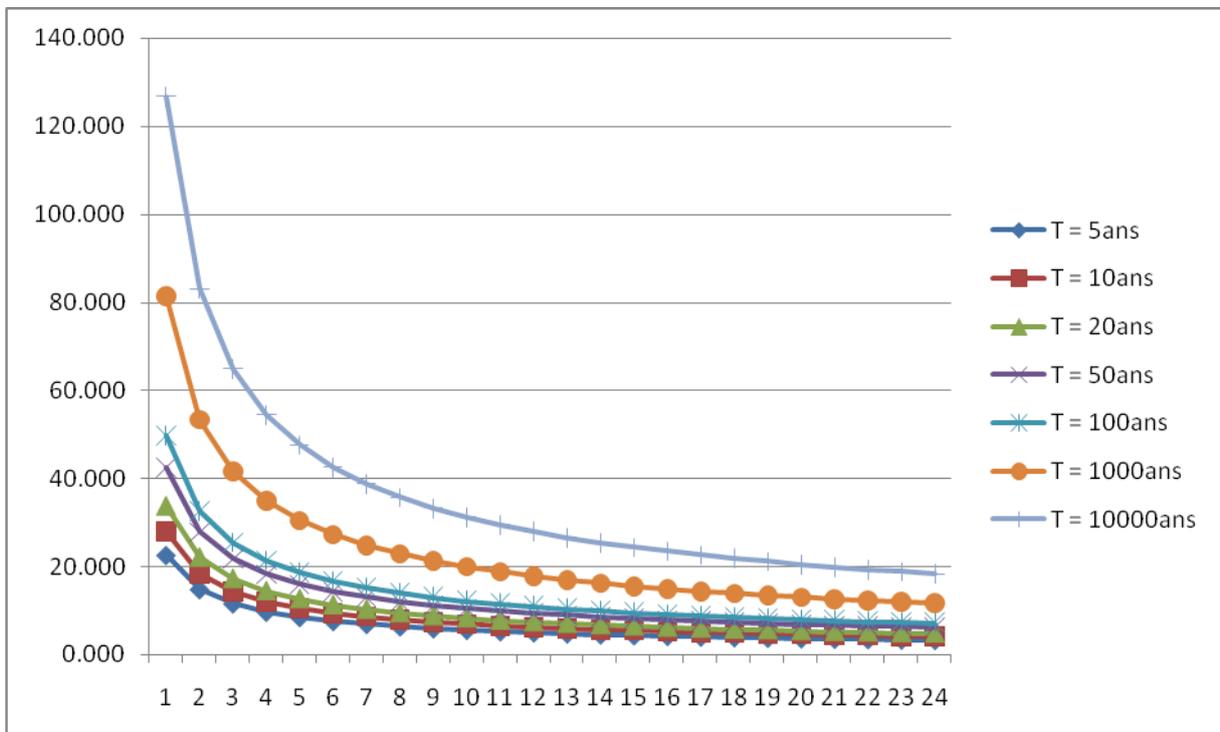


Figure n° III 9 Courbes Intensité- Durée - Fréquence (IDF)

III.3 Etudes des apports

Dans notre bassin versant il n'existe aucune station hydrométrique qui enregistre le régime des apports de l'oued.

Comme on a un manque de données des apports nous allons utiliser les formules empiriques les plus employées en Algérie et qui donnent d'assez bons résultats, De plus nous allons estimer les apports fréquentiels et répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

III.3.1 Les formules empiriques

Pour l'évaluation des apports, nous avons utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie.

$$A = Le * S$$

Ou :

A : Apport moyen annuel en Hm³

S : Superficie du Bassin versant en Km²

Le : lame d'eau écoulée

III.3.1.1 Formule de l'ANRH

$$A_{moy} = 0,915 \cdot P_{MOY}^{2,648} \cdot S^{0,842}$$

A : Apport moyen annuel en Hm³

P_{moy} : précipitations moyennes interannuelles en m ; P= 0.596 m

S : Superficie du Bassin versant. En Km²

III.3.1.2 Formule de MEDINGUER

$$Le = 1,024 (P_{moy} - 0,26)^2$$

Ou :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

Le : Lame d'eau écoulée [m].

III.3.1.3 Formule de SAMIE

$$Le = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$$

Avec :

A : Apport moyen annuel en Hm³

P_{moy} : précipitations moyennes interannuelles en m;

S : Superficie du Bassin versant. En Km²

III.3.1.4 Formule de Mallet - Gauthier

$$Le = 0.6P_{moy}(1 - 10^{-0.36P_{moy}^2})$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m).

Le : Lamme d'eau écoulée en (m)

Tableau n° III 14 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel

Formule	L'apport moyen annuel (Hm3)	Lamme d'eau écoulée (mm)
ANRH	21.042	99.788
MEDINGUER	24.25	115.605
SAMIE	19.55	92.73
Mallet – Gauthier	19.23	91.209

On prend les valeurs de la formule de SAMIE parce qu'elle est proche à la valeur moyenne entre les 4 formules empiriques.

Donc on prend : **A= 19.55 hm3** et **Le= 92.73 mm**

III.4 Caractéristiques de l'écoulement

III.4.1 Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A0/T$$

$$Me = 619.926 \text{ l/s}$$

A0 : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes. ($T = 31,536 \cdot 10^6$)

III.4.2 Module de l'écoulement relatif

$$M0 = Me/S$$

$$M0 = 2.94 \text{ l/s/km}^2$$

avec:

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km^2).

III.4.3 Lame d'eau écoulée

$$Le = A0/S$$

$$Le = 92.715$$

III.4.4 Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$Ce = Le / P_{moy}$$

$$Ce = 0.155$$

III.5 Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

III.5.1 Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Cv = \alpha - 0.063 \log_{10}(S + 1) = 0.497$$

Avec :

$$\alpha = 0.78 - 0.29 \log_{10}(M_0) = 0.644$$

M0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

III.5.2 Formule de OURKGUIPROVODKHOZ

On a :

$$Cv = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} = 0.793$$

avec:

M0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

III.5.3 Formule de L'ANTONOV

On a :

$$Cv = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} = 0.352$$

S : Superficie du bassin en [km²]

III.5.4 Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}} = 0.45$$

M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau 15.

Tableau n° III 15 récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0.497
OURKGUIPROVODKHOZ	0.793
L'ANTONOV	0.352
KRISTEKLY MENKEL	0.45

On prend la valeur de la formule de SOKOLOVSKY parce qu'elle est la plus utilisée en Algérie.

III.6 Détermination du débit de crue

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

III.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

Ces méthodes d'estimation des débits sont extrêmement sommaires et ne peuvent en aucun cas se substituer à une étude hydrologique complète.

III.6.1.1 Formule de Franco et de Rodier

Cette méthode consiste à reporter les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques homogènes en fonction de la surface du bassin versant, permettant ainsi de tracer une courbe enveloppe des points correspondants comme le montre la figure III-10 (Franco et Rodier, 1976). Ils ont appliqué cette méthode à l'échelle mondiale et ils ont proposé la formule suivante :

$$Q_{max} = Q_0 \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-k/100}$$

Où:

Q_{max} : débits maximaux de la crue, en m^3/s .

A : surface du bassin, en km^2 .

Avec $A_0 = 108 km^2$ et $Q_0 = 10^6 m^3/s$.

K : est un coefficient compris $0 < K < 6$ est en fonction de divers facteurs climatiques et géographiques. ($K = 4$)

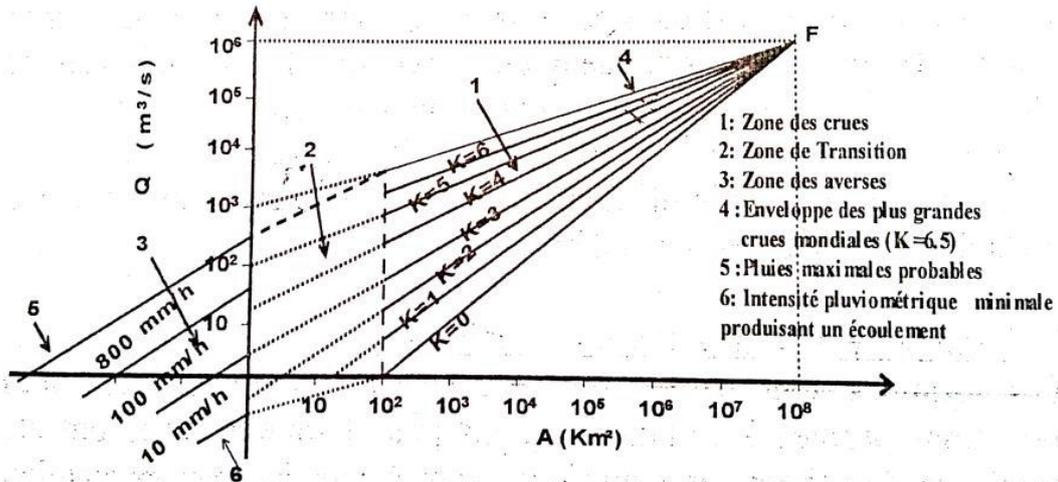


Figure n° III 10 courbes enveloppes (Franco et Rodier, 1976) (Livre Touaibia)

$$Q_{max} = 188.82 \text{ m}^3/s$$

III.6.1.2 Formule de MALLET - GAUTHIER

$$Q_{max,P\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{moy}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}}$$

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [km^2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 20$].

T : période de retour [an].

$$Q_{max,P\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,596) \cdot 210,94 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 210,94}}{\sqrt{28,11}}$$

Le Tableau N° 17 donne les résultats de calcul pour différentes périodes de retour.

Tableau n° III 17 récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

Période de retour (an)	100	50	20	10
Qmax (m3/s)	465.88	413.63	348.31	289.26

III.6.1.3 Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{max,p\%} = \frac{28.(P_{ct} - H_0). \alpha. F. S}{T_c}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

Tc : temps de concentration[h].

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

H0 : Perte initiale [H0 = 7mm].

α: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée voir Tableau N°18

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}}$$

Avec :

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H0 : perte d'eau initiale

Tableau n° III 18 valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	0.1	1	2	5
α	0,493	0,436	0,414	0,379

F : Coefficient de forme de la crue

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

Tableau n° III 19 valeur de γ en fonction de bassin versant.

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	γ =2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 □ □ γ □ □ 2.5
Pour un bassin boisé	3 □ □ γ □ □ 4

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

$$Q_{max,p\%} = \frac{28.(P_{ct} - H_0). \alpha. 1, 2. 210,94}{7.08}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau suivant

Tableau n° III 20 récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski.

Période de retour (an)	1000	100	50	20
Fréquence	0.1%	1%	2%	5%
Pct (mm)	173.785	106.374	90.912	72.359
α p %	0.787	0.775	0.770	0.761
Qmax p% (m3/s)	364.84	214.07	179.55	138.19

III.6.1.4 Formule Turazza

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Le Tableau N° 21 résume les calculs de cette formule

Tableau n° III 21 récapitulatif des résultats de la formule Turazza.

Fréquence (%)	0.1%	1%	2%	5%
C	0.8	0.7	0.65	0.6
I _{tc} (mm/h)	24.826	15.196	12.987	10.337
Qmax(m3/s)	323.14	173.07	137.34	100.91

III.6.1.4 Méthode Proposée par MEDDI M.

Tableau n° III 22 Modèle pour calculer Q_{max} en fonction de la surface du bassin versant (A) en km^2 et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité

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

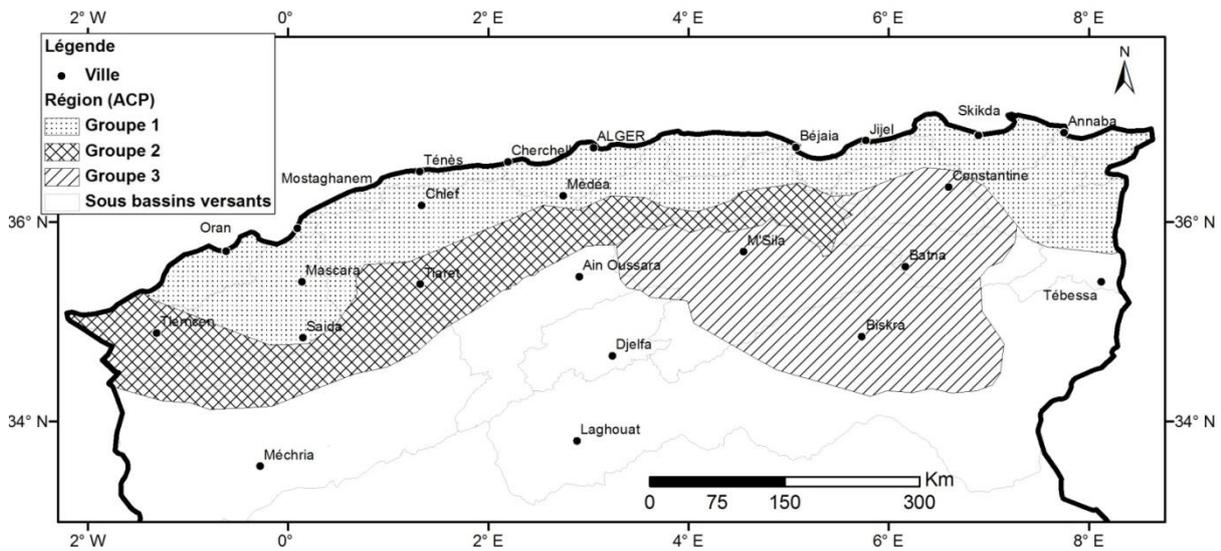


Figure n° III 11 représentation des régions

Tableau n° III 23 q(F) (quantile fonction)

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100	200	500
Région I	0,74	1,54	2,14	2,74	3,53	4,13	4,73	5,52
Région II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Région III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

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

$$Q_{max}(F) = Q_{max} * q(F)$$

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau 24.

Tableau n° III 24 récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q 0,1% (m3/s)	Q 1% (m3/s)	Q 2% (m3/s)	Q 5% (m3/s)
Franco et de Rodier	//////	188.82	//////	//////
Mallet - Gauthier	465.88	413.63	348.31	289.26
Sokolovski	364.84	214.07	179.55	138.19
Turazza	323.14	173.07	137.34	100.91
Meddi	//////	224.2	191.6	148.7

On recommande d'adopter un débit de projet centennal 413.63 m³/s base de dimensionnement de l'aménagement. Donc : **Q = 413.63 m³/s**

Hydrogramme de crues

L'Hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de Mallet - Gauthier. Cette méthode assimile l'Hydrogramme (voir la figure N° 12) de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Où :

tm : Temps de montée de la crue [tm=tc = 7.081].

td : temps de la décrue [td=γ.tm].

x,y : puissances des courbes [x=2 ; y=3].

γ : Coefficient qui dépend de la caractéristique du bassin versant .voir Tableau N° 23 pour le choix de cette valeur.

Tableau n° III 25 Coefficient de forme de l’Hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d’eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d’eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d’eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d’eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\gamma=2$.

$$t_m = t_c = 7.1$$

$$t_d = \delta \cdot t_m = 2 \times 7.081 = 14.1 \text{ heures.}$$

$$T = (\gamma + 1) \cdot T_m = 21.2 \text{ heures}$$

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{7.081} \right)^2$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(14.162 - t)}{14.162} \right]^3$$

Les résultats obtenus pour la fréquence sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° III 26 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l’Hydrogramme du crue

T	20	50	100	1000
1	5.8	6.9	8.2	9.3
2	23.1	27.8	33	37.2
3	51.9	62.5	74.2	83.6
4	92.3	111.1	132	148.7
5	144.2	173.7	206.2	232.3
6	207.7	250.1	297	335
7.081	289.2	348.3	413.6	465.9
8.081	232.2	279.6	332.1	374

9.081	183.2	220.6	262	295.2
10.081	141.6	170.5	202.5	228.1
11.081	106.9	128.7	152.8	172.1
12.081	78.3	94.3	112	126.2
13.081	55.4	66.7	79.2	89.2
14.081	37.4	45.1	53.5	60.3
15.081	23.9	28.7	34.1	38.4
16.081	14.1	16.9	20.0	22.6
17.081	7.3	8.8	10.5	11.8
18.081	3.2	3.9	4.6	5.2
19.081	1.1	1.2	1.5	1.7
20.081	0.2	0.2	0.2	0.6
21.081	0.0	0.0	0.0	0.0
21.243	0.0	0.0	0.0	0.0

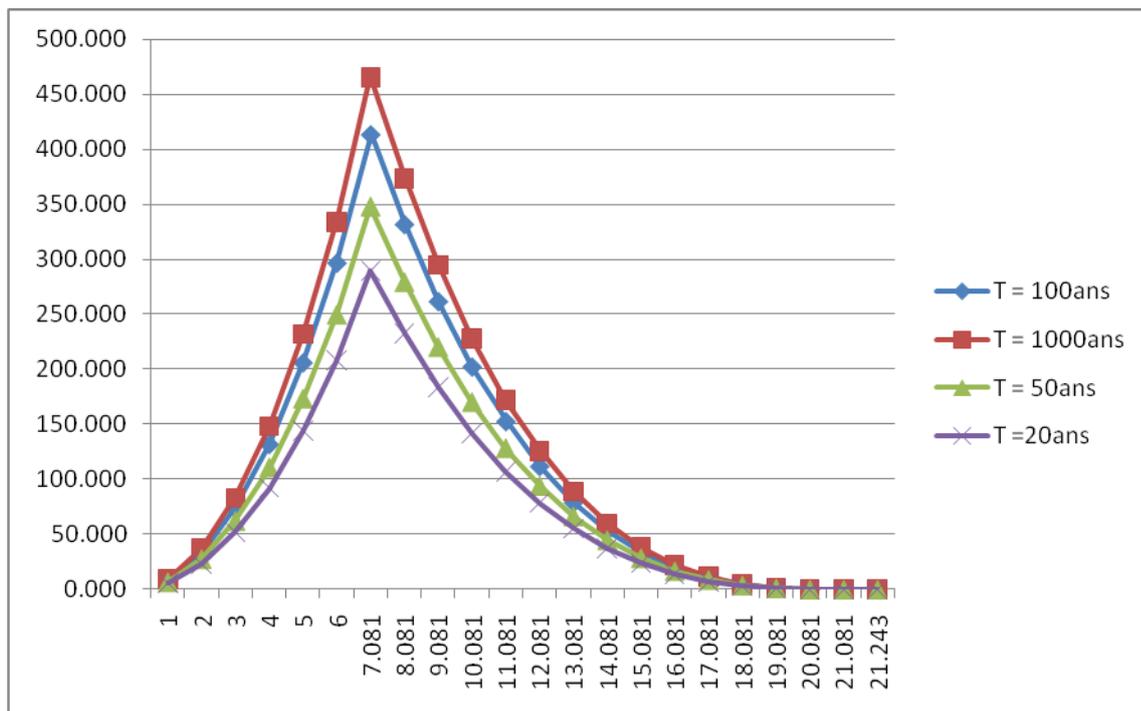


Figure n° III 12 Hydrogramme de crues du bassin versant (SOKOLOVSKY)

III.7 APPORTS SOLIDES

Le transport solide est lié à la topographie, la lithologie, le climat et la densité du couvert végétal du bassin versant. Les apports solides sont calculés à partir des formules empiriques suivantes :

III.7.1 Formule de Tixeront

$$T_{\alpha} = c * Le^{0.15}$$

Avec

T_α : désigne la dégradation spécifique en (t/km²/an).

c : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin (Dans notre cas on prend α =350)

Le : lame d'eau écoulée annuelle (mm).

Estimation du coefficient de perméabilité

Bassin versant à perméabilité élevée	α =8.5
Bassin versant à perméabilité moyenne à élevée	α = 75
Bassin versant à perméabilité faible à moyenne	α =350
Bassin versant à perméabilité faible	α =1400
Bassin versant imperméable	α =3200

on aura alors :

Tableau n° III 16 Résultats de calculs du transport solide par la méthode de Tixeront

Sous bassins	Pmaxj (m)	S (Km2)	A0 (Hm3)	Le(m)	Ta(T/Km2 /an)
B.V	0.596	210.86	19.55	92.715	690.5

III.7.2 Méthode d'estimation au Nord algérien

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

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km²) .

Ds : le transport solide en (t/Km²) /an).

Q: Débit maximum (m³ /s).

on aura alors :

Tableau n° III 17 Résultats de calculs par la méthode d'estimation au Nord Algérien

Sous bassins	S (Km2)	Q(m3/s)	Ds(T/Km2/An)
B.V	210.86	413.63	27.96

Conclusion

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être Capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des Crues d'Oued Harbil et qui nous permettront de faire le Dimensionnement et le calcul hydraulique de l'ouvrage de protection contre le risque d'inondations.

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE

IV.1 Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs débit et vitesse d'écoulement, donc les canaux doivent d'assurer une protection suffisante contre les inondations. Le degré de protection offert par une digue dépend de son type de construction et sa hauteur. La fiabilité d'une digue repose sur son entretien continu et son inspection.

IV.2 Généralités

IV.2.1 Ecoulement à surface libre

On considère un écoulement de liquide (eau) dans un canal de grande longueur devant les dimensions transversales de la section droite prismatique et dont les parois sont de même nature sur la longueur. La pression est uniforme sur la surface libre (pression atmosphérique).

L'écoulement peut être varié dans le sens de l'écoulement et on supposera qu'il est toujours turbulent. Dans un écoulement réel, les parois ne sont pas planes et leurs irrégularités à grande échelle induisent alors des faibles courants secondaires superposés à l'écoulement principal qui sera l'écoulement débitant du mouvement unidirectionnel pris en compte. On admettra, en première approximation, que la vitesse est uniforme dans une même section et égale à la vitesse débitante.

IV.2.2 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 maximum, et la section est minimale. (Armando Lancastre,2010)

IV.2.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- a) Les canaux naturels
- b) Les canaux artificiels

IV.2.3.1 Les canaux naturels

On peut ajouter aux canaux naturels les cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous la surface de la terre tels que : les ruisselets, ruisseaux, torrents, ravins, rivières, fleuves et estuaires.

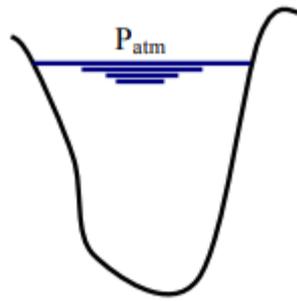


Figure n° IV 1 Canal naturel

IV.2.3.2 Les canaux artificiels

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

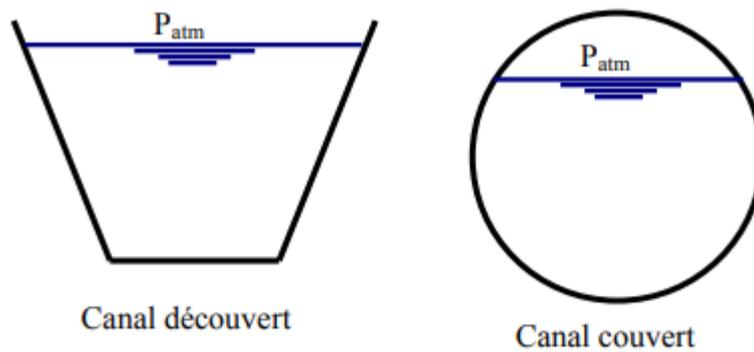


Figure n° IV 2 Types de canaux artificiels

IV.2.4 Types d'écoulements

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

IV.2.4.1 Variabilité dans le temps

Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Le mouvement est non permanent dans le cas contraire.

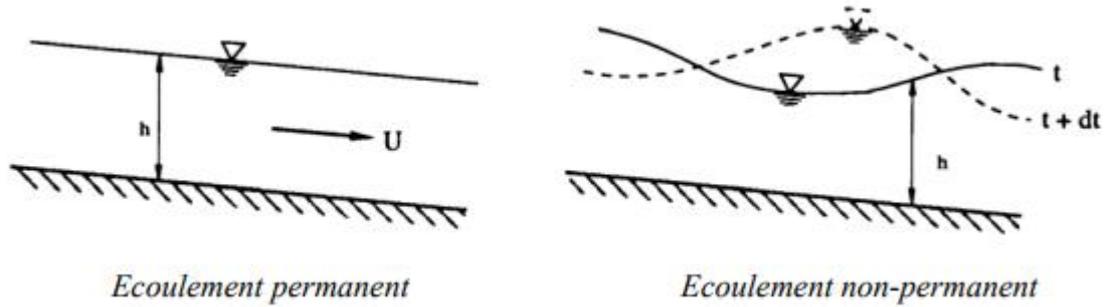


Figure n° IV 3 Schémas d'écoulement permanent et non-permanent

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régime permanent. On peut alors définir ainsi le régime quasi-permanent.

IV.2.4.2 Variabilité dans l'espace

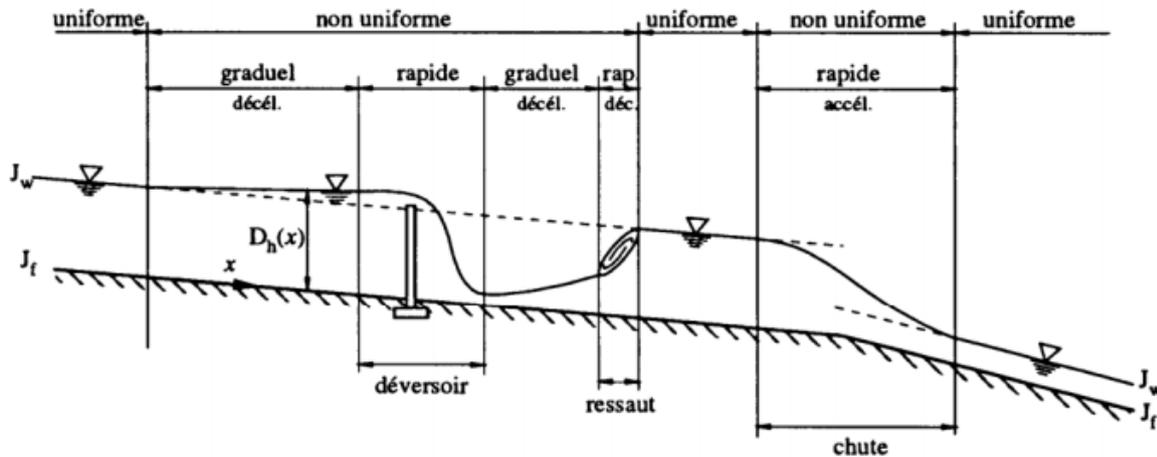


Figure n° IV 4 Variabilité de l'écoulement

- Le mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre.
- Le mouvement est non-uniforme ou varié si les paramètres caractérisant l'écoulement changent d'une section à l'autre. La pente de la surface libre diffère de celle du fond.
- Un écoulement non-uniforme peut être accéléré ou décéléré suivant que la vitesse croît ou décroît dans le sens du mouvement.

- Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur ainsi que les autres paramètres varient lentement d'une section à l'autre.
- Lorsque le mouvement est rapidement varié, les paramètres caractérisant l'écoulement changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

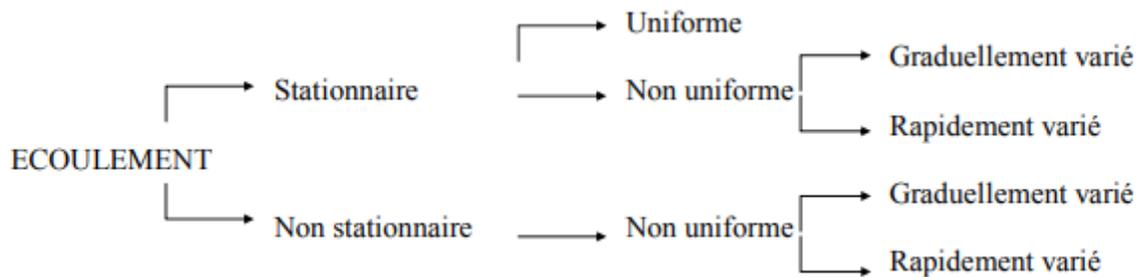


Figure n° IV 5 Les types d'écoulement

IV.3 Dimensionnement des canaux

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

IV.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme

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

IV.3.2 Formules de calcul

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

$$V = C\sqrt{R \times I}$$

On utilisant le rapport suivant :

$$Q = V \times S$$

on obtient :

$$Q = CS\sqrt{R \times I}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

S : section mouille (m²)

R: rayon hydraulique R = S/P (m)

I : pente de fond du canal.

IV.3.3 Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

IV.3.3.1 formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R: rayon hydraulique R = S/P (m)

n : la rugosité

IV.3.3.2 Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{y}}$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

n : Rugosité.

R : Rayon hydraulique, avec :

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n}0.10)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$\begin{cases} y = 1.5\sqrt{n} & a & R < 1m \\ y = 1.3\sqrt{n} & a & R > 1m \end{cases}$$

IV.3.3.3 La formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R : rayon hydraulique R = S/P (m)

n : la rugosité

n = 0,040 (Lit naturel, terrain friable),

n = 0,025 (enrochement et gabionnage des lits).

n = 0,013 (Béton)

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

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie

Remarque :

Dans notre étude on choisi la formule de MANING-STRICKLER.

IV.4 Paramètres géométriques

IV.4.1 Choix de la section de meilleure conductivité

La section de meilleure conductivité c'est la section qui véhicule le débit maximum, la section de canal est minimale et le rayon hydraulique est maximum pour un canal de pente (i) et de coefficient de rugosité (n). Parmi toutes les formes de section, la semi –circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

Mais la forme trapézoïdale et rectangulaire moins coûteuse et plus simplicités de réalisation.

IV.4.1.1 Canal à section rectangulaire:

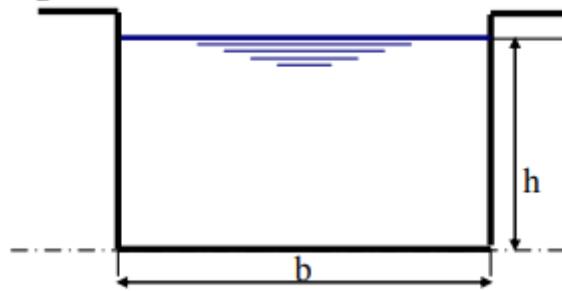


Figure n° IV 6 Canal à forme rectangulaire

h : 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 $m = 0$.

$$S_m = h \times b$$

$$P_m = h \times 2 + b$$

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

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_m min.

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

$$dS = h db + (b + m \cdot h)dh = 0$$

$$dP = db + 2(2 + m^2)^{0.5}dh = 0$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m$$

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

$$R_h = \frac{h}{2}$$

$$\begin{cases} B = 2h \\ S = b \cdot h \\ P = 2h + b \end{cases} \Rightarrow R_h = \frac{S}{P} = \frac{h \cdot b}{2h + b}$$

IV.4.1.2 Canal à section trapézoïdale

Pour un débit maximum et la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit on choisit canal à section trapézoïdale.

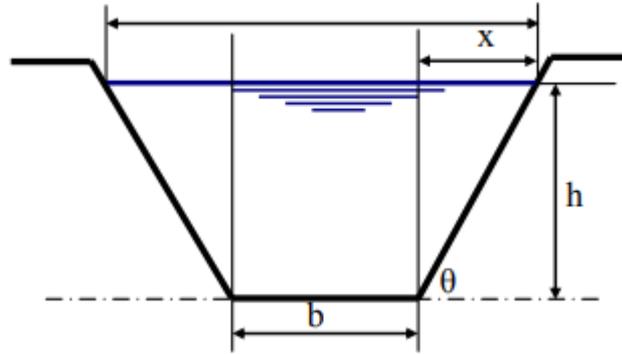


Figure n° IV 7 Canal à forme trapézoïdale

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.

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

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h)$$

$$P_m = b + 2 \cdot h \sqrt{1 + m^2}$$

Calcul du rayon hydraulique maximal :

On a :

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

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h \cdot db + (b + m \cdot h) dh = 0$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} \cdot dh = 0$$

Ce qui donne :

$$b = 2h \cdot (1 + m^2)^{0.5} - m$$

Avec cette valeur de b on trouve que :

$$R_h = \frac{H}{2}$$

Alors les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont les suivantes :

$$b = 2h(\sqrt{1 + m^2} - m)$$

$$B = b + 2mh$$

$$S = h(b + mh)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

En générale des sections trapézoïdales sont utilisées pour les chenaux recodables. Pour le dimensionnement il faut choisir tout d'abord un fruit adéquat.

Le tableau suivant donne un ordre de grandeur des fruits des talus utilisés

Tableau n° IV 1 Ordre de grandeur des fruits des talus

Matériaux	Fruit des talus
Roche	Presque vertical
Roche fissurée, maçonnerie sèche	1/2
Argile	1/2 a 1/1
Sol ferme, alluvions compactes	1/1
Gros cailloux	3/2
Sol sableux lâche	2/1
Sol sableux limoneux, terre remaniée	3/1

USBR

IV.4.2 Calcul de la profondeur normal h_n

h_n est la profondeur normale de l'écoulement, nous pouvons définir la profondeur relative normale ou le paramètre de forme de l'aire de la section mouillée normale.

Une fois fixées la nature de la paroi et la pente, on dispose, en régime permanent et uniforme, d'une relation reliant la profondeur h au débit Q .

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = S.C.\sqrt{R} \quad \text{Ou} \quad \frac{Q}{\sqrt{i}} = K_s S R_h^{2/3} = K_s S (h_n) R_h (h_n)^{2/3}$$

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale.

Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente.

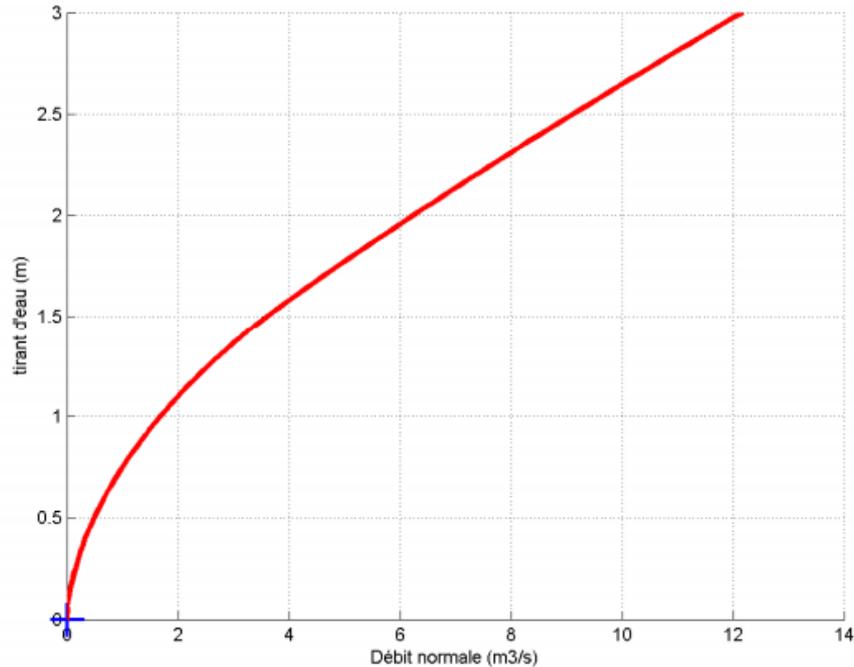


Figure n° IV 8 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal (unistra.fr)

Il n'en est pas de même pour les sections voûtées, puisque, dans la partie supérieure des ces dernières, le périmètre mouillé croît plus rapidement que la superficie, ce qui entraîne une diminution du diamètre hydraulique et en conséquence du débit.

IV.4.3 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le point de la courbe (H_c, h_c) correspond au régime critique. h_c est appelée profondeur critique.

Le point minimal de la courbe est obtenu pour : $\frac{dH}{dh} = 0$

on cite trois méthodes pour Le calcul de h_{cr} , sont :

- la méthode itérative.
- la méthode graphique.
- la méthode d'AGROSKINE.

IV.4.3.1 la méthode itérative

La pente critique pour un débit donné est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime critique et uniforme :

$$I_c = g \frac{S_c}{L_c K_s^2 R_{hc}^{4/3}}$$

Dans le cas où la pente est inférieure à la pente critique : $I < I_c \Rightarrow h_n > h_c$.

Dans le cas où la pente est supérieure à la pente critique : $I > I_c \Rightarrow h_n < h_c$.

Pour un débit donné, si la pente est supérieure à la pente critique, on dit que le canal est à forte pente pour ce débit. Dans le cas contraire, on dit que le canal est à faible pente.

L'intérêt du régime critique est multiple :

- On dispose d'une relation bijective entre le tirant d'eau et le débit.
- L'utilisation des hauteurs critique et normale va permettre de caractériser et donc de calculer la courbe de remous.

IV.4.3.2 Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h.

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui correspond à une énergie spécifique et minimale.

Donc on construit le graphe de :

$H_s = F(h)$ sachant que : $H_s = E_p + E_c$.

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

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

IV.4.3.3 Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale 9.81

IV.4.4 Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique. Généralement cette pente est faible et correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \sqrt{R_h I_{cr}}$$

Donc:

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h}$$

IV.4.5 Nombre de Froude

Le nombre de Froude est défini par :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gD_h}}$$

Si $Fr=1$, on peut définir la hauteur critique par :

$$Fr = 1 = \frac{U}{\sqrt{gD_h(h = h_c)}}$$

Limites :

- Ecoulement fluvial : $Fr < 1 \leftrightarrow h > h_c$
- Ecoulement critique : $Fr = 1 \leftrightarrow h = h_c$
- Ecoulement torrentiel : $Fr > 1 \leftrightarrow h < h_c$

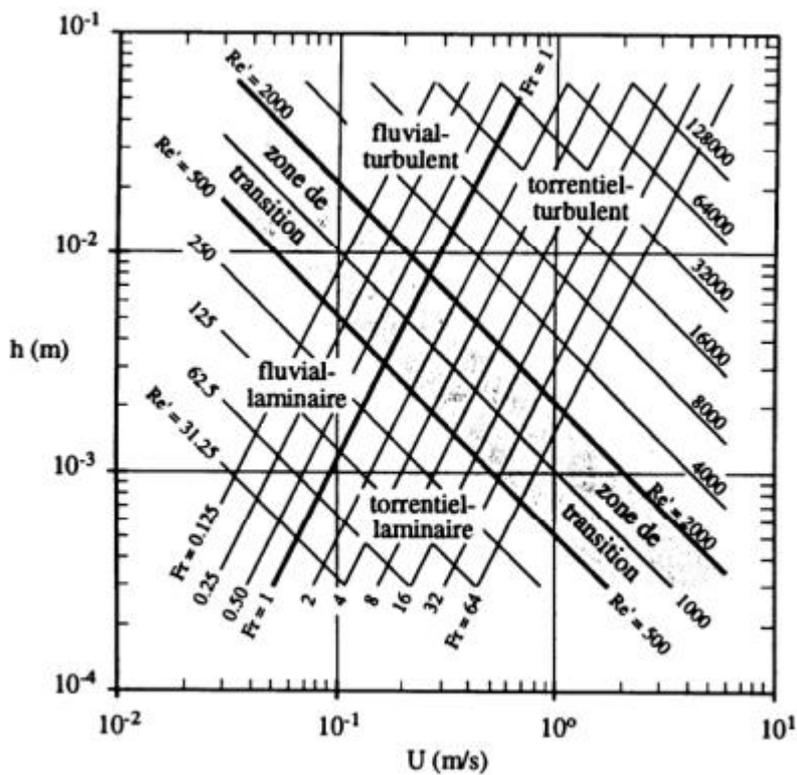


Figure n° IV 9 Approximation du nombre de Froude et de la hauteur critique

IV.5 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

IV.5.1 Equation de la ligne d'eau

La charge moyenne dans une section d'abscisse x est :

$$H = y + Z_f + \frac{V^2}{2.g} = y + z_f + \frac{Q^2}{2.g.S^2}$$

avec :

y = tirant d'eau.

z_f = cote du fond.

V = vitesse moyenne dans la section, ces trois valeurs y, z_f, V étant des fonctions de x.

Intéressons-nous à la perte de charge qui est : $j = -\frac{dH}{dx}$

D'où : $j = -\frac{dH}{dx} = -\frac{dy}{dx} - \frac{dz_f}{dx} + \frac{Q^2}{g.S^2} \frac{dS}{dx}$ (car Q est constant tout au long du chenal)

D'autre part $\frac{dz_f}{dx} = -i$ et $dS = \frac{\partial S}{\partial x} dx + \frac{\partial S}{\partial y} dy = L \cdot dy$

(L = largeur au miroir).

D'où : $j = -\frac{dy}{dx} + i + \frac{Q^2}{g.S^3} \frac{L \cdot dy}{dx}$ soit $\frac{dy}{dx} = \frac{i-j}{1 - \frac{Q^2 L}{g.S^3}}$

Pour le second membre, Q et i sont des constantes connues et L et S sont des fonctions connues de y. Reste le terme j. On considère que la perte de charge a la même valeur qu'en régime uniforme pour le même tirant d'eau et le même débit.

Donc : $j = \frac{Q^2}{K^2.S^2.R^{4/3}}$

d'après la formule de Manning Strickler. C'est donc aussi une fonction connue de y. Nous avons bien une équation différentielle de la ligne d'eau.

IV.5.2 Les différentes formes de courbe de remous

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

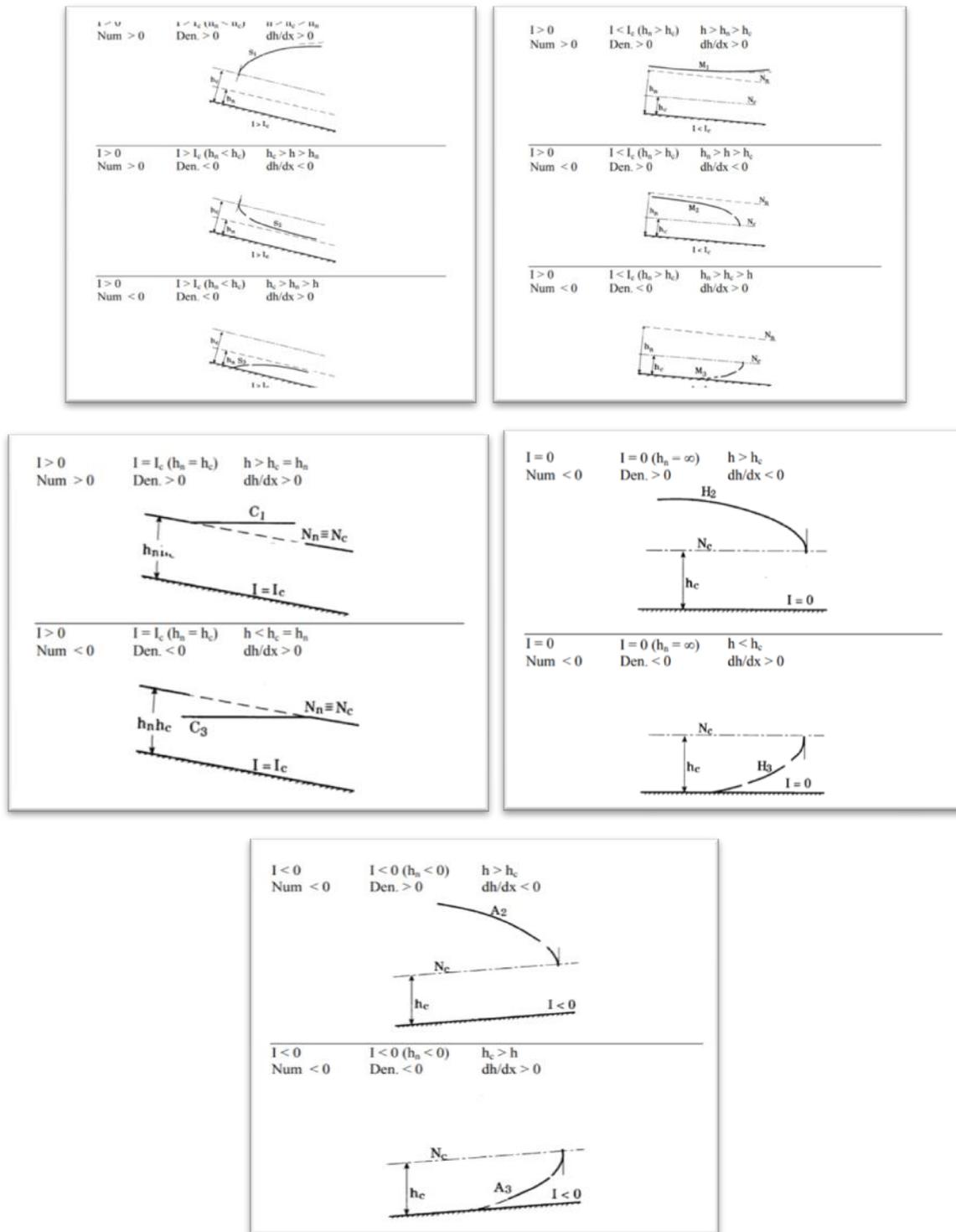


Figure n° IV 10 Différentes formes de courbes de remous (engees.unistra.fr)

IV.5.4 Calcul de la surface d'eau

On peut distinguer 3 méthodes de calcul pour le tracé de la surface d'eau :

- 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 5.0.7**

HEC-RAS est un système, intégré de logiciels, conçu pour une utilisation interactive dans un environnement multitâche, comprenant une interface graphique permettant d'éditer, modifier, visualiser les données d'entrée et observer les résultats obtenus, des modes d'analyse hydraulique distincts (écoulement stationnaire, non stationnaires et transport des sédiments) et des fonctionnalités de représentation numérique et graphique des résultats de calcul hydraulique

Outre, HEC-RAS capable de prendre en compte dans le calcul hydraulique les effets des ouvrages franchissant du cours d'eau : tels que les ponts, ponceaux, déversoirs et d'autres structures traversant la section du cours d'eau. Il simule aussi les défaillances des digues, les barrages et ouvrages de stockage. En raison de sa capacité à décrire une vaste gamme de processus physiques, HEC-RAS s'est révélée très utile pour soutenir toutes les phases de la planification de la gestion des rivières et la cartographie des risques hydrauliques (Dragan and Slobodan, 2009).

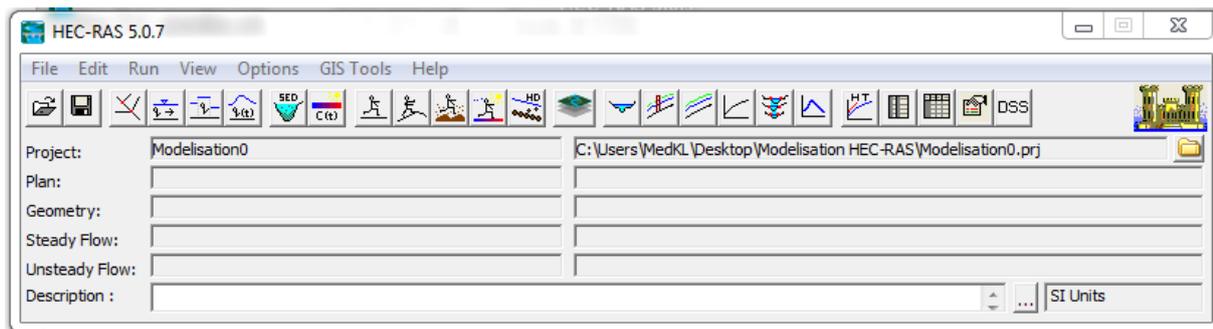


Figure n° IV 11 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

IV.5.4.1 Méthodologie de simulation par HEC-RAS

La méthode générale adoptée pour l'analyse des zones inondables et l'évaluation des risques d'inondation dans cette étude se compose essentiellement de trois étapes :

1. Exécution de HEC-RAS pour calculer les profils de surface de l'eau.
2. Post-traitement des résultats HEC-RAS et cartographie des zones d'inondation. La principale tâche de post-traitement est la délimitation automatique des zones inondables.
3. Évaluation des risques d'inondation.

IV.5.4.2 Démarche de la simulation

Cette démarche se fait en quatre étapes :

- Modélisation de la rivière.
- Modélisation de l'écoulement.
- Mise en marche de la simulation.

- Visualisation des résultats et constatation.

- **Modélisation de la rivière**

Les données spatiales utilisées pour les modélisations hydrauliques se présentent sous la forme de profils en travers de la vallée de l'Oued Harbil et la direction des ressources des eaux . Les données spatiales pour les analyses hydrauliques sont préparées à l'aide de Auto CAD Civil . Cette tâche représente la phase de prétraitement des données d'entrée du modèle HEC-RAS.

- **Modélisation de l'écoulement**

A partir l'hypothèse d'écoulement mixte, existe des conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Coefficient de Manning.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

- **Lancement des simulation**

La dernière étape nécessaire à la modélisation sur HEC-RAS est de définir le plan de simulation utilisé, ainsi que le régime d'écoulement défini soit comme un régime fluvial, soit en régime torrentiel, ou pour les deux régimes d'écoulement (mixte). Pour notre cas, on supposé régime d'écoulement mixte.

La figure suivante définir le tracé de l'oued et des section principale de trace avec des section extrapolée entre deux section principale.

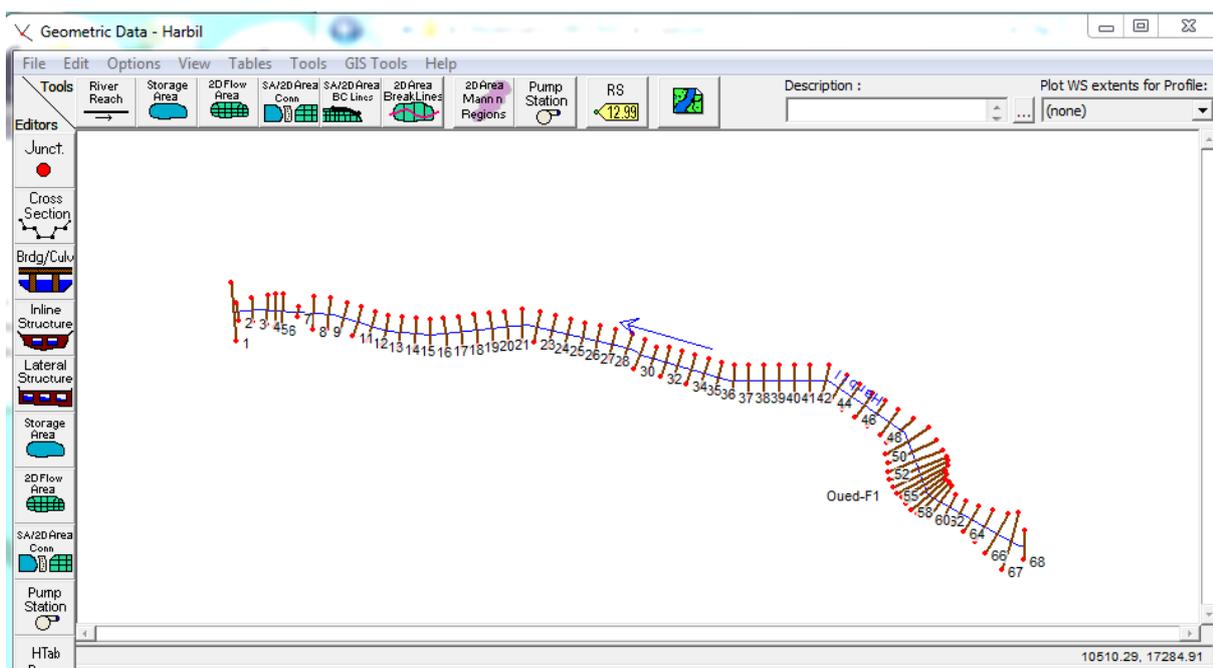


Figure n° IV 12 Définition du tracé de l'oued et des sections principales et extrapolées

- **Visualisation des résultats et constatation**

A la suite de lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, ils consistent en des profils du tronçon simulé, ainsi que des vues en 3D. il y a plusieurs variables qui sont calculées par HEC-RAS : niveaux d'eau, les vitesses ainsi que la hauteur de la ligne d'énergie et la hauteur critique, ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et major.

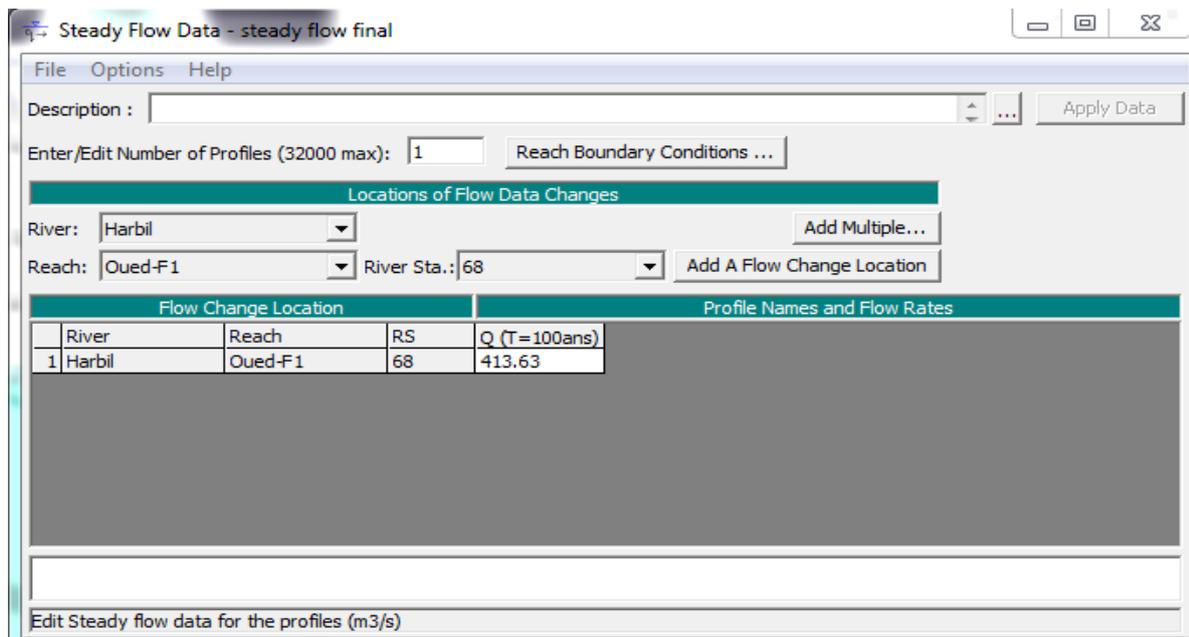


Figure n° IV 13 Définition de la crue et des conditions aux limites Calcul du ressaut.

Le ressaut est le principal moyen qu'utilisent les ouvrages hydrauliques pour dissiper l'énergie. Ce ressaut est formé lors de la transition brusque d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial. Durant cette transition une onde stationnaire se forme et l'énergie est alors dissipée par turbulence. Un rôle important des ouvrages sera donc d'amener l'écoulement du cours d'eau (généralement fluvial) à un écoulement torrentiel afin que le ressaut puisse se former. Ceci est obtenu soit par l'écoulement sur une pente inclinée supérieure à la pente critique (chute inclinée), soit par la chute libre de la nappe d'eau (chute verticale).

De façon générale, le ressaut nécessite que certaines conditions soient rencontrées afin qu'il se réalise. Le ressaut hydraulique se produit lorsqu'il y a une discontinuité dans l'écoulement, c'est-à-dire lorsque la vitesse d'écoulement de l'eau devient différente de la célérité des ondes de surface. On introduit alors le rapport de ces vitesses pour caractériser les conditions de changement de régime : le nombre de Froude.

Les zones où $Fr > 1$ sont celles où les ondes se propagent moins vite que l'écoulement (l'écoulement est dit torrentiel), la profondeur y est donc très faible : c'est par exemple la zone circulaire de faible épaisseur dans l'expérience de la figure 1. Les zones où $Fr < 1$ sont celles où,

à l'inverse, l'eau s'écoule moins rapidement que les ondes de surface (l'écoulement est dit fluvial), la profondeur y étant plus importante. La transition a lieu pour $Fr = 1$, c'est-à-dire en un point où la célérité des ondes est égale à la vitesse de l'écoulement $v(x) = c(x)$.

La classification du ressaut classique est basée sur la variation du nombre de Froude $F1$ caractérisant l'écoulement à l'amont du ressaut. Pour les valeurs de $F1 \leq 1$, le régime est lent, ou critique, et il n'y a pas de ressaut. Pour des valeurs de nombre de Froude comprise entre 1 et 1.7 et cela d'après Andersen (1978), la différence des profondeurs conjuguées en amont et en aval est très faible, et le ressaut est caractérisé par de légères rides à la surface libre, aspect qui diffère peu de celui que l'on observe dans le régime critique, c'est le ressaut ondulé

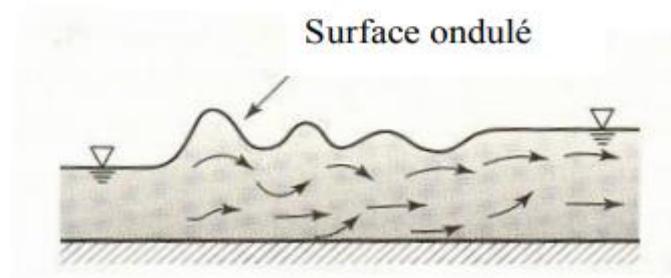


Figure n° IV 14 Ressaut ondulé

Selon la classification de Bradly et Peterka (1957) on distingue quatre formes de ressaut classique.

1- Pour des valeurs de $1.7 < F1 < 2.5$ on constate le même phénomène, mais plus accentué ; dans ce cas se produisent déjà de petits tourbillons superficiels. Jusqu'à ces valeurs de $F1$, la surface libre est raisonnablement plane et la distribution des vitesses est régulière mais le rendement obtenu est très faible : c'est le pré-ressaut

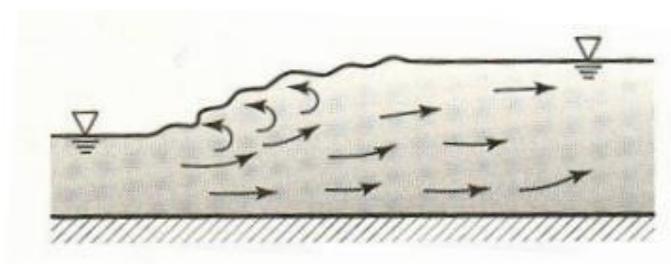


Figure n° IV 15 Le pré-ressaut

2- Pour des valeurs de $2.5 < F1 < 4.5$ l'écoulement est pulsative ; la plus grande turbulence se vérifie soit près de fond, ou à la surface : c'est le ressaut de transition. Chaque pulsation produit une onde de période irrégulière, qui peut se propager sur plusieurs Kilomètres dans la nature, ce qui peut causer des dommages aux berges.

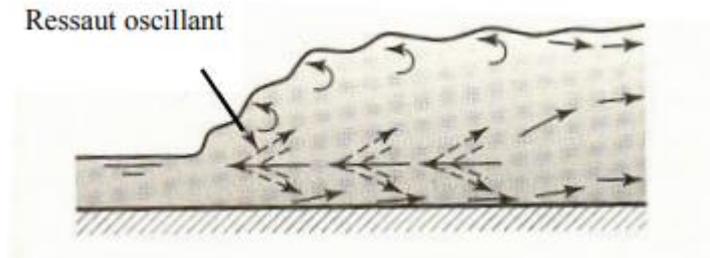


Figure n° IV 16 Le ressaut de transition

3- Pour des valeurs de $4.5 < F1 < 9$, le ressaut est bien caractérisé et localisé. Ce type du ressaut est souvent adopté pour les bassins de dissipation d'énergie pour son bon rendement (45% et 70%) : c'est le ressaut stable

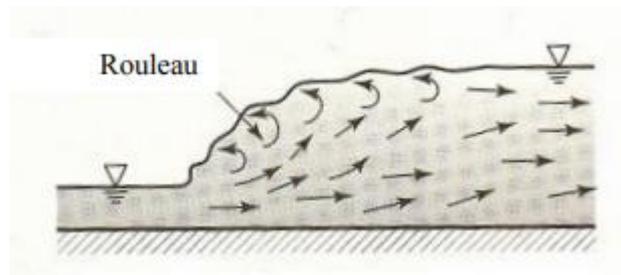


Figure n° IV 17 Le ressaut stable

4- Pour des valeurs de $F1 > 9$, on constate des masses d'eau qui roulent par-dessous, au début du ressaut, et tombent sur le circuit rapide d'amont, d'une manière intermittente, provoquant des nouvelles ondulations en aval et la surface libre du ressaut est irrégulière : c'est le ressaut agité ou clapoteux.

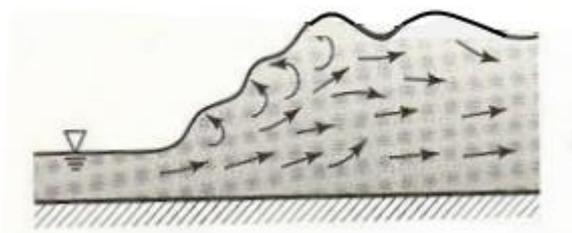


Figure n° IV 18 Le ressaut clapoteux

IV.5.4.3 Calcul avant l'aménagement de l'oued

La réalisation de la géométrie de l'oued consiste à implémenter des profils en travers représentatifs sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristique de l'écoulement, elle correspond au maillage de la rivière. le maillage de la cour d'eau est réalise a l'aide de logiciel AUTOCAD CIVIL 3D. on s'appuyant sur le modèle numérique de terrain de notre zone d'étude pour couvrir la totalité de la zone inondable on fait l'interpolation d'autre points a partir des points existant avec le logiciel COVADIS.

IV.5.4.4 Données hydrométriques et 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.

- **Données d'écoulement** (Les données d'écoulement sont saisies de l'amont à l'aval pour chaque tronçon. Le débit appliqué est le résultant de la simulation hydrologique retenue en utilisant le modèle HEC-RAS pour le débit de 100 ans.)
- **Condition aux limites** (Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime fluvial, soit en régime torrentiel, ou pour les deux régimes d'écoulements.)

IV.6 RESULTATS DES SIMULATIONS

Ci-dessous on présente le profils en longs du modèle géométrique, leurs plan des cours d'eau en trois dimensions et les quelque différent sections en travers de oued

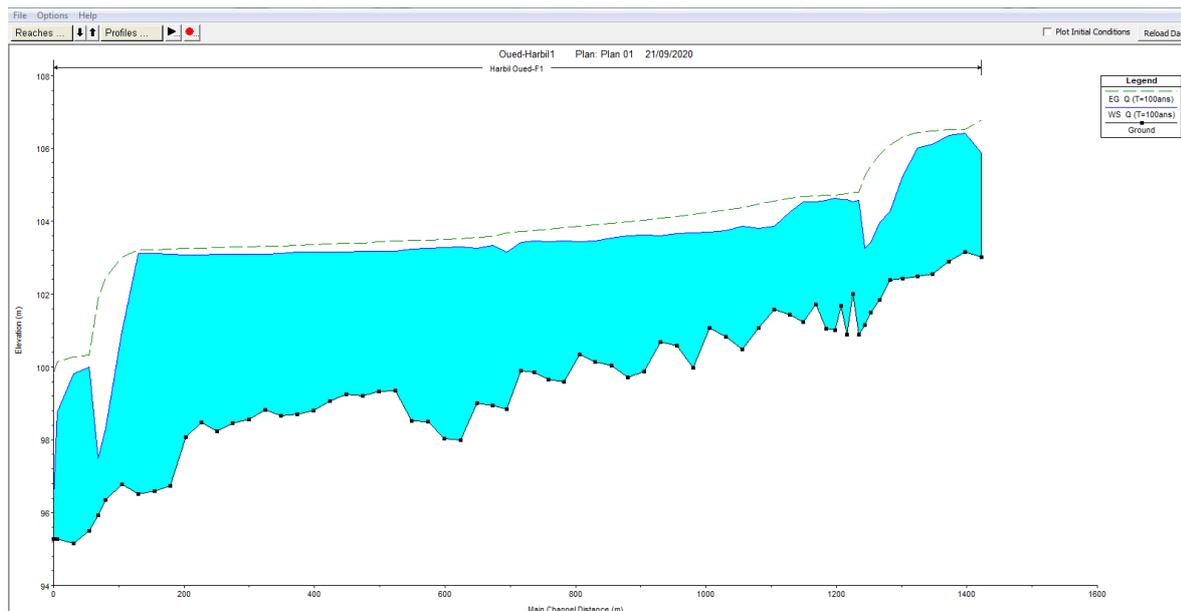


Figure n° IV 19 Profil en long du tronçon simulé avec la ligne de surface de l'eau

Remarque : La vitesse moyenne pour la crue centennale est de 3.025 m/s avec une pente non uniforme et une surface mouillée moyenne des sections en travers de 170 m². La visualisation en 3D du tronçon sur HEC RAS nous montre que l'eau déborde tout en longue l'oued, les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

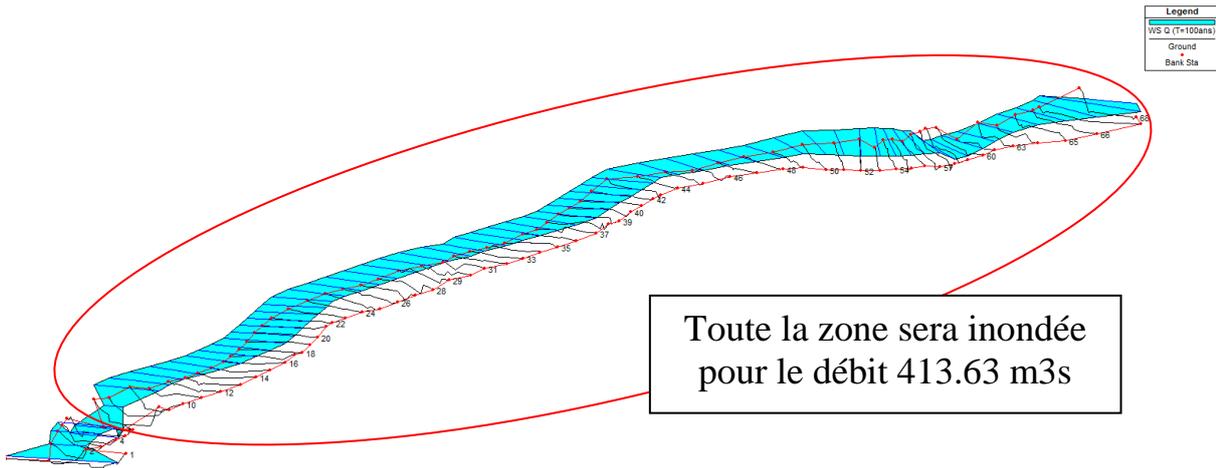
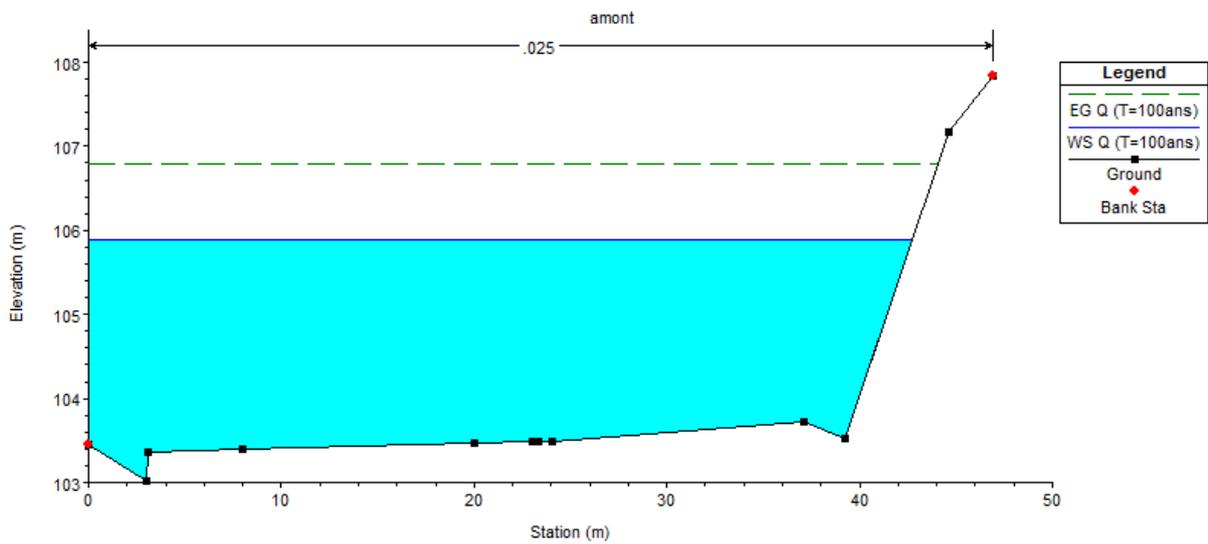
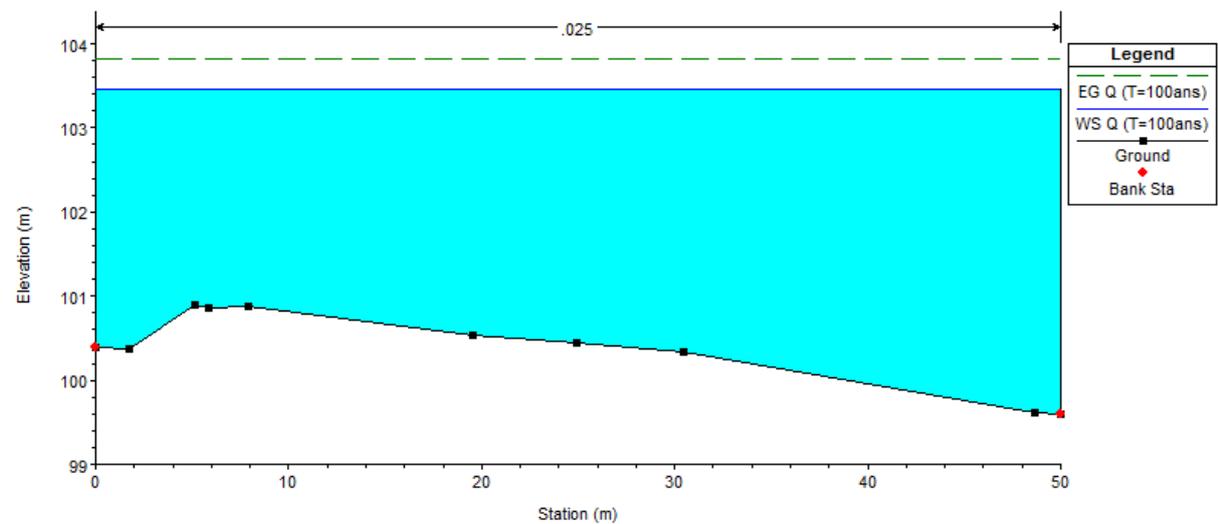
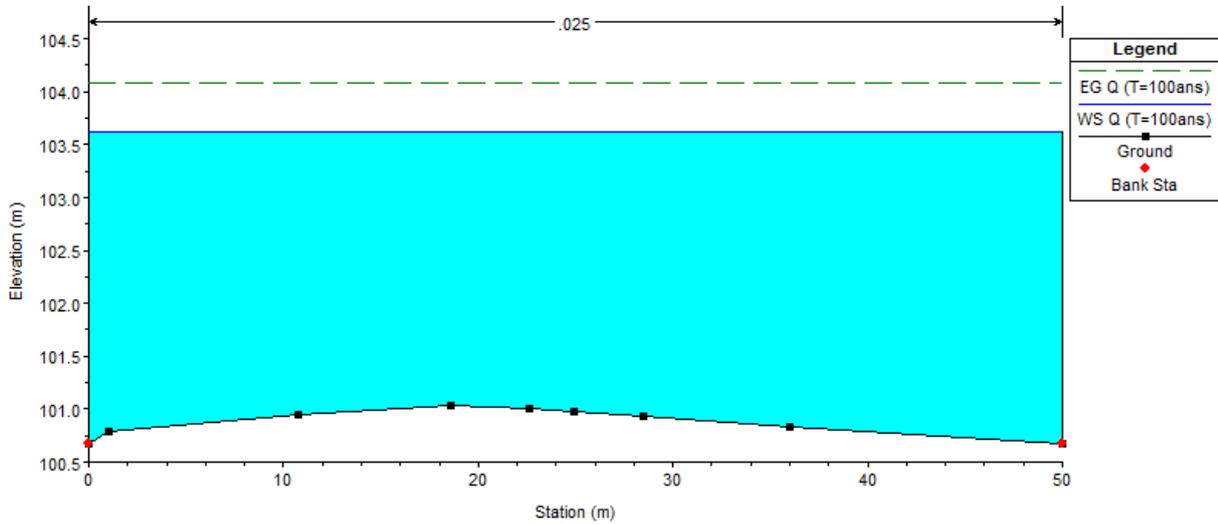
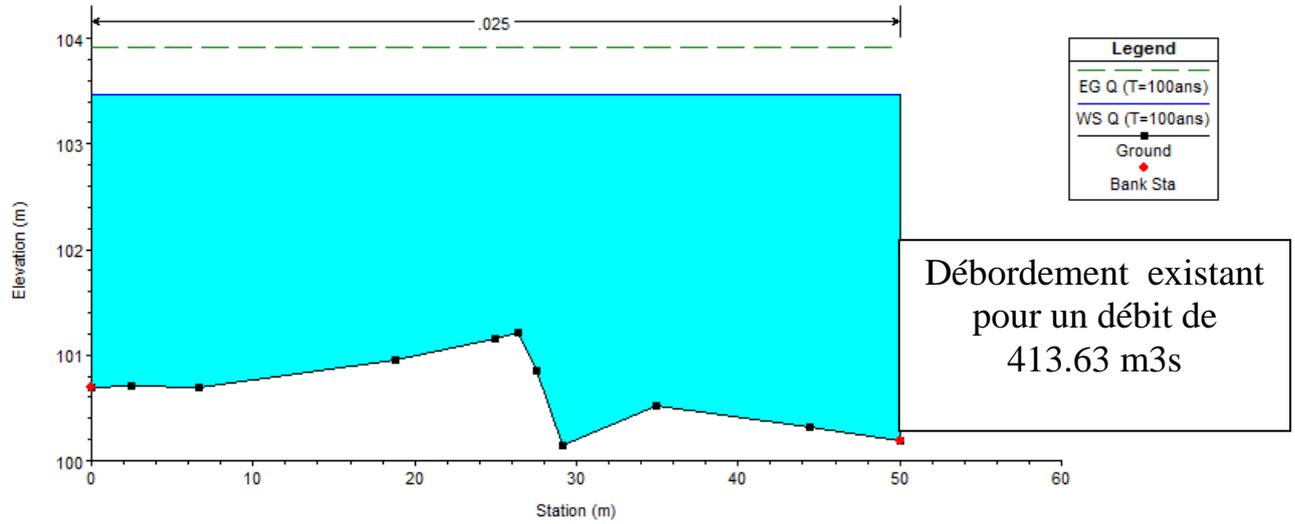


Figure n° IV 20 Visualisation en 3D des zones inondables pour la crue centennial





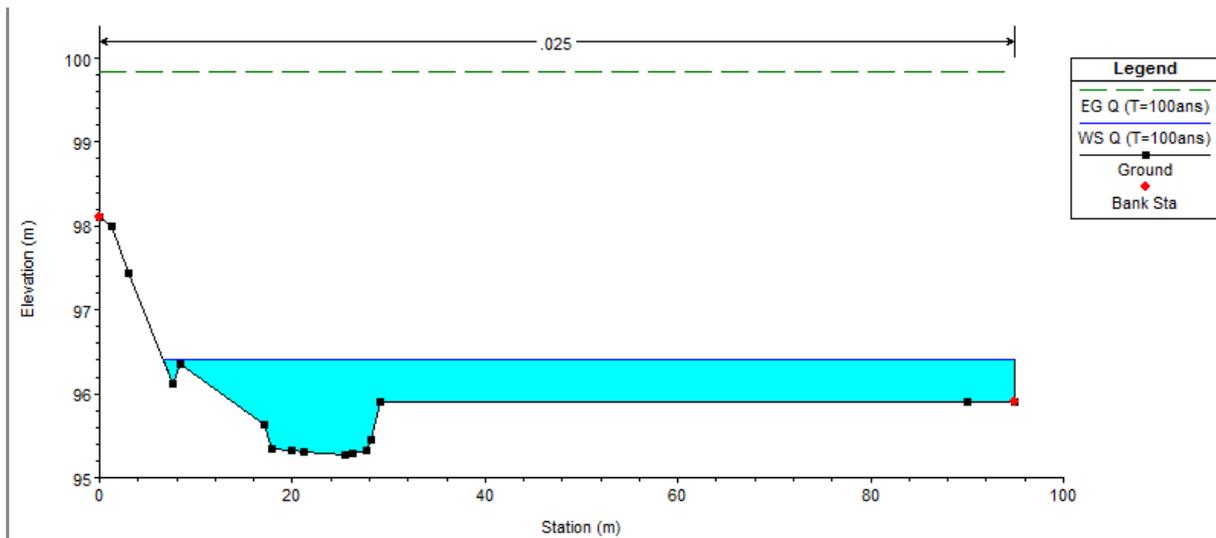


Figure n° IV 16 Sections en travers du canal et résultats de simulation

Tableau n° IV 5 Résultat de la simulation a l'état naturel sur HEC-RAS

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Harbil Reach: Oued-F1 Profile: Q (T=100ans)												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Oued-F1	68	Q (T=100ans)	413.63	103.02	105.88	105.70	106.79	0.004080	4.22	97.97	42.70	0.89
Oued-F1	67	Q (T=100ans)	413.63	103.15	106.41		106.53	0.000383	1.52	272.71	96.70	0.29
Oued-F1	66	Q (T=100ans)	413.63	102.90	106.35		106.51	0.000502	1.80	229.95	75.81	0.33
Oued-F1	65	Q (T=100ans)	413.63	102.55	106.12		106.47	0.001370	2.65	156.10	59.75	0.52
Oued-F1	64	Q (T=100ans)	413.63	102.49	106.01		106.44	0.001406	2.89	143.28	47.90	0.53
Oued-F1	63	Q (T=100ans)	413.63	102.43	105.24	105.24	106.32	0.005285	4.60	89.97	42.03	1.00
Oued-F1	62	Q (T=100ans)	413.63	102.38	104.28	104.78	106.09	0.013478	5.96	69.42	44.68	1.53
Oued-F1	60	Q (T=100ans)	413.63	101.85	103.96	104.52	105.83	0.017957	6.05	68.40	55.64	1.74
Oued-F1	59	Q (T=100ans)	413.63	101.50	103.43	104.04	105.52	0.026057	6.41	64.49	64.10	2.04
Oued-F1	58	Q (T=100ans)	413.63	101.15	103.26	103.84	105.24	0.026077	6.23	66.36	68.75	2.03
Oued-F1	57	Q (T=100ans)	413.63	100.88	104.57	103.53	104.80	0.000947	2.14	193.09	80.55	0.44
Oued-F1	56	Q (T=100ans)	413.63	102.01	104.54		104.79	0.001125	2.22	185.98	83.02	0.47
Oued-F1	55	Q (T=100ans)	413.63	100.89	104.59		104.76	0.000697	1.83	226.29	94.58	0.38
Oued-F1	54	Q (T=100ans)	413.63	101.68	104.60		104.75	0.000592	1.71	241.25	98.55	0.35
Oued-F1	53	Q (T=100ans)	413.63	101.01	104.63		104.72	0.000274	1.35	307.04	99.12	0.24
Oued-F1	52	Q (T=100ans)	413.63	101.06	104.58		104.72	0.000487	1.64	252.61	95.24	0.32
Oued-F1	51	Q (T=100ans)	413.63	101.71	104.53		104.70	0.000642	1.84	224.93	87.07	0.37
Oued-F1	50	Q (T=100ans)	413.63	101.23	104.54		104.69	0.000485	1.71	241.41	83.73	0.32
Oued-F1	49	Q (T=100ans)	413.63	101.43	104.25		104.64	0.001611	2.79	148.22	59.41	0.56
Oued-F1	48	Q (T=100ans)	413.63	101.57	103.88		104.56	0.003280	3.67	112.61	51.36	0.79
Oued-F1	47	Q (T=100ans)	413.63	101.08	103.80		104.48	0.003160	3.66	112.97	50.00	0.78
Oued-F1	46	Q (T=100ans)	413.63	100.48	103.86		104.37	0.001992	3.17	130.64	50.00	0.63
Oued-F1	45	Q (T=100ans)	413.63	100.83	103.75		104.31	0.002335	3.33	124.23	50.00	0.67
Oued-F1	44	Q (T=100ans)	413.63	101.07	103.70		104.25	0.002256	3.30	125.47	50.00	0.66
Oued-F1	43	Q (T=100ans)	413.63	99.97	103.69		104.18	0.001890	3.12	132.67	50.00	0.61
Oued-F1	42	Q (T=100ans)	413.63	100.58	103.67		104.12	0.001631	2.98	138.92	50.00	0.57
Oued-F1	41	Q (T=100ans)	413.63	100.68	103.61		104.08	0.001740	3.03	136.59	50.00	0.59
Oued-F1	40	Q (T=100ans)	413.63	99.88	103.61		104.02	0.001406	2.84	145.80	50.05	0.53
Oued-F1	39	Q (T=100ans)	413.63	99.71	103.60		103.98	0.001236	2.72	152.02	50.02	0.50
Oued-F1	38	Q (T=100ans)	413.63	100.03	103.55		103.95	0.001347	2.79	148.03	49.93	0.52
Oued-F1	37	Q (T=100ans)	413.63	100.14	103.47		103.91	0.001567	2.93	141.39	50.01	0.56
Oued-F1	36	Q (T=100ans)	413.63	100.35	103.44		103.87	0.001482	2.89	142.99	49.54	0.54
Oued-F1	35	Q (T=100ans)	413.63	99.59	103.45		103.82	0.001164	2.66	155.32	49.98	0.48
Oued-F1	34	Q (T=100ans)	413.63	99.65	103.45		103.78	0.001013	2.56	161.75	50.00	0.45
Oued-F1	33	Q (T=100ans)	413.63	99.86	103.46		103.75	0.000816	2.40	172.44	50.00	0.41
Oued-F1	32	Q (T=100ans)	413.63	99.89	103.42		103.73	0.000907	2.47	167.13	50.00	0.43
Oued-F1	31	Q (T=100ans)	413.63	98.85	103.16		103.69	0.001612	3.20	129.38	39.48	0.56
Oued-F1	30	Q (T=100ans)	413.63	98.95	103.34		103.58	0.000612	2.19	188.63	50.08	0.36
Oued-F1	29	Q (T=100ans)	413.63	99.00	103.25		103.56	0.000881	2.45	168.97	50.00	0.43
Oued-F1	28	Q (T=100ans)	413.63	98.00	103.29		103.52	0.000536	2.09	198.17	49.96	0.33
Oued-F1	27	Q (T=100ans)	413.63	98.04	103.28		103.50	0.000510	2.06	200.62	50.02	0.33
Oued-F1	26	Q (T=100ans)	413.63	98.49	103.26		103.49	0.000554	2.12	195.14	50.04	0.34
Oued-F1	25	Q (T=100ans)	413.63	98.51	103.24		103.47	0.000562	2.13	194.06	50.00	0.35
Oued-F1	24	Q (T=100ans)	413.63	99.34	103.19		103.45	0.000699	2.28	181.11	50.00	0.38

Total flow in cross section.

Oued-F1	25	Q (T=100ans)	413.63	98.51	103.24		103.47	0.000562	2.13	194.06	50.00	0.35
Oued-F1	24	Q (T=100ans)	413.63	99.34	103.19		103.45	0.000699	2.28	181.11	50.00	0.38
Oued-F1	23	Q (T=100ans)	413.63	99.32	103.18		103.43	0.000637	2.22	186.69	50.00	0.37
Oued-F1	22	Q (T=100ans)	413.63	99.20	103.18		103.41	0.000554	2.12	195.20	50.00	0.34
Oued-F1	21	Q (T=100ans)	413.63	99.25	103.16		103.40	0.000586	2.16	191.25	50.00	0.35
Oued-F1	20	Q (T=100ans)	413.63	99.06	103.15		103.38	0.000554	2.12	195.29	50.00	0.34
Oued-F1	19	Q (T=100ans)	413.63	98.81	103.15		103.36	0.000487	2.03	203.93	50.00	0.32
Oued-F1	18	Q (T=100ans)	413.63	98.71	103.16		103.34	0.000395	1.90	217.52	50.00	0.29
Oued-F1	17	Q (T=100ans)	413.63	98.65	103.13		103.33	0.000452	1.99	207.74	50.00	0.31
Oued-F1	16	Q (T=100ans)	413.63	98.82	103.11		103.32	0.000479	2.03	203.87	49.99	0.32
Oued-F1	15	Q (T=100ans)	413.63	98.55	103.11		103.30	0.000427	1.96	211.36	50.00	0.30
Oued-F1	14	Q (T=100ans)	413.63	98.45	103.10		103.29	0.000405	1.93	214.60	50.00	0.30
Oued-F1	13	Q (T=100ans)	413.63	98.23	103.09		103.28	0.000401	1.92	215.30	50.00	0.30
Oued-F1	12	Q (T=100ans)	413.63	98.48	103.07		103.27	0.000441	1.98	208.87	50.00	0.31
Oued-F1	11	Q (T=100ans)	413.63	98.07	103.07		103.25	0.000359	1.91	216.66	50.02	0.29
Oued-F1	10	Q (T=100ans)	413.63	96.73	103.11		103.23	0.000192	1.57	265.56	50.87	0.22
Oued-F1	9	Q (T=100ans)	413.63	96.59	103.12		103.22	0.000149	1.40	295.87	52.43	0.19
Oued-F1	8	Q (T=100ans)	413.63	96.52	103.12		103.21	0.000128	1.33	311.66	54.75	0.18
Oued-F1	7	Q (T=100ans)	413.63	96.78	100.97	100.97	103.01	0.006643	6.33	65.37	16.00	1.00
Oued-F1	6	Q (T=100ans)	413.63	96.35	98.30	99.40	102.45	0.044252	9.02	45.85	40.18	2.70
Oued-F1	5	Q (T=100ans)	413.63	95.92	97.48	98.59	101.87	0.048445	9.29	44.54	40.73	2.84
Oued-F1	4	Q (T=100ans)	413.63	95.50	100.00	98.52	100.32	0.000833	2.49	166.23	48.27	0.43
Oued-F1	3	Q (T=100ans)	413.63	95.16	99.82		100.28	0.001301	3.01	137.62	40.29	0.52
Oued-F1	2	Q (T=100ans)	413.63	95.27	98.76	98.76	100.13	0.005243	5.19	79.76	29.15	1.00
Oued-F1	1	Q (T=100ans)	413.63	95.27	96.41	97.15	99.84	0.090103	8.21	50.41	88.43	3.47

Total flow in cross section.

Min Ch. El : Altitude du radier du canal.

Velchnl : Vitesse d'écoulement.

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé.

Flowarea : Section mouillée.

Top Width : Largeur au miroir.

E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie

Froude #chl : Nombre de Froude.

E.G. slope : Pente de la d'énergie.

Interprétation

- La hauteur normale moyenne est : **3.69m**
- La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de **3.025m/s** .
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre **0.18 et 3.47**.
- On remarque sur la simulation 3D de logiciel HEC RAS que l'eau déborde sur toute la longueur de l'oued.

CONCLUSION

Ce travail nous a permis de modéliser l'écoulement sur les cours d'eau ainsi connaître son comportement quand il sera soumis à une crue centennale, d'une part, localiser les zones envahies par les inondations d'autre part. Comme nous avons constaté que tout en longue l'oued a été inondé par la crue centennale.

À ce titre, le prochain titre sera consacré à La modélisation de la crue centennale a montré la spatialisation de la zone inondable et les effets dévastateurs de cette instabilité du lit de l'oued Harbil et l'étude les différentes variantes optimales du dimensionnement des ouvrages hydrauliques qui à être réalisés résultat de protéger la vie et les biens.

CHAPITRE V

ETUDE DES VARIANTES

V.1 Introduction

Le but de ce chapitre, est de bien protéger la ville Oued Harbil contre les crues et les inondations. Cette étude de protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Mais aussi il faut que soient réalisables technique et économique.

ces différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre terrain et ces conditions aussi bien topographiques que géologiques.

V.2 PRINCIPE D'AMENAGEMENT

V.2.1 Les différents types d'aménagements hydraulique proposé pour la protection de la ville de Oued Harbil contre les inondations

Il est possible de faire une prévision d'un aménagements qui pourra a participer à la réduction des conséquences des écoulements provoquant les inondations quand une fois la situation du risque est décrite.

le risque résulte de la conjonction d'un réduction de l'aléa et d'une réduction de la vulnérabilité.

V.2.1.1 Atténuation de l'aléa

L'atténuation de l'aléa possède trois grands principes :

-L'augmentation des capacités d'écoulement (Les aménagements concernés sont :

- Rééquilibrage du cours d'eau
- Endiguement du cours d'eau
- Reboisement
- Rééquilibrage des ouvrages d'art
- Rééquilibrage des systèmes d'évacuation de l'eau.)

-L'augmentation des capacités de stockage (Les aménagements qui permettent ce type de comportement : •Préservation des zones d'expansion des crues •Barrage ou retenue d'eau •Réservoirs d'orage.)

-Limitation des vitesses d'écoulement (Les aménagements qui permettent ce type de comportement : •Correction torrentielle •Épis.)

V.2.1.2 Atténuation de la vulnérabilité

La réduction de la vulnérabilité peuvent être envisagées à des échelles de temps :

- Court terme : Mesures d’urgence.
- Moyen terme : Mesures constructives.
- Long terme : Planification de l’occupation des sols.

V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux

le dimensionnement des canaux il donnée par la formule de Manning Strickler suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_m I^{1/2}$$

Avec :

Q : débit de dimensionnement (m3/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m2).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que : $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

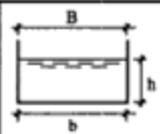
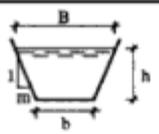
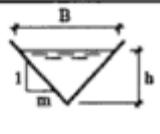
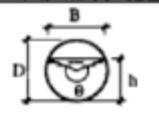
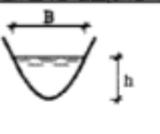
					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Surface S	b h	(b + mh)h	mh ²	$\frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) D^2$	$\frac{2}{3} B h$
Périmètre mouillé P	b + 2h	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2} \theta D$	$B + \frac{8}{3} \frac{h^2}{B}$
Rayon hydraulique R _h	$\frac{b h}{b + 2h}$	$\frac{(b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

Figure n° V 1 Eléments géométriques pour différents section des canaux (livre Hydraulique fluviale, De Walter Hans Graf, M. S. Altinakar)

V.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement

V.2.3.1 La pente du projet

Détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

V.2.3.2 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité n des canaux naturels est déterminé selon les propriétés du canal. On peut obtenir le coefficient de rugosité n à partir des tableaux spéciaux, comme celui de M. Srybny (**Figure VI.2**).

Classe	Type de paroi	n	$1/n$
I	Surfaces très lisse ; surfaces ouvertes d'émail et de glaçure	0,009	111
II	Planches très bien usinées et ajutées. Meilleur enduit en ciment pur	0,010	100
III	Meilleur enduit de ciment (1/3 de sable). Tuyaux propres (neufs) en céramique, en fonte et fer, bien posés et raccordés, planches bien usinées.	0,011	90,9
IV	Planches non usinées bien ajutées. Conduites d'adduction dans des conditions normales, sans incrustation visible, tuyaux d'égout assez propres, un assez bon bétonnage	0,012	83,3
V	Maçonnerie en pierres de taille dans les meilleures conditions, maçonnerie en briques assez bonne, tuyaux d'égout dans les conditions normales, conduites d'eau peu encrassées	0,013	76,9
VI	Tuyaux encrassés (d'adduction et d'égout), bétonnage des canaux dans les conditions moyennes	0,014	71,4
VII	Maçonnerie en briques médiocre, revêtement en pierres de taille dans les conditions moyennes. Tuyaux d'égout fortement encrassés. Bâche sur lattes de bois	0,015	66,7
VIII	Maçonnerie en moellons bonne, vieille maçonnerie en briques (non consolidée) ; bétonnage relativement brut. Roche très lisse, bien rodée	0,017	58,8
IX	Canaux à couche de vase épaisse stable, canaux dans un loess compact et dans un petit gravier dense recouvert d'un film de vase continu	0,018	55,6
X	Maçonnerie en pierres de taille médiocre (satisfaisante) ; pavé de pierres. Canaux réalisés assez proprement dans la roche. Canaux dans le loess, le gravier compact, la terre compacte recouverte d'un film de vase (en état normal)	0,020	50
XI	Canaux dans l'argile compacte. Canaux dans le loess, le gravier, la terre recouverte d'un film de vase discontinu. Grands canaux de terre dans les conditions d'entretien et de réparation au-dessus de celles moyennes	0,0225	44,4
XII	Bonne maçonnerie sèche. Grands canaux de terre dans les moyennes conditions d'entretien et de réparation et petits canaux de terre dans les bonnes conditions. Rivières dans les conditions favorables (lit droit propre à courant libre sans chutes de terre ni fosses d'affouillement profondes)	0,025	40
XIII	Canaux de terre (canaux grands dans les conditions d'entretien inférieures à celles à celles moyennes, petits canaux dans les conditions moyennes)	0,0275	36,4
XIV	Canaux de terre dans les mauvaises conditions (par exemple, par endroits avec algues, pierres ou gravier sur le fond) ; à herbes assez denses ; avec chutes de talus locales, etc. Rivières dans des conditions favorables du courant	0,030	33,3
XV	Canaux dans des mauvaises conditions (à profil incorrect ; encrassés de pierres et d'algues). Rivières dans des conditions relativement favorables, mais avec une certaine quantité de pierres et d'algues	0,035 28,6	28,6
XVI	Canaux dans de très mauvaises conditions (grandes fosses d'affouillement et chutes de terre, grande quantité de jonc, racines denses, grandes pierres dans le lit). Rivières à conditions du courant plus mauvaises que dans les classements précédents, augmentation de la quantité de pierres et d'algues, lit sinueux avec une faible quantité de fosses d'affouillement et des hauts-fonds	0,040 et plus	25 et moins

Figure n° V 2 tableaux spéciaux pour obtenir le coefficient de rugosité (n)

V.2.3.2 Coefficient de Manning

Le coefficient de rugosité du lit permet d'avoir une modélisation la plus proche de la réalité en prenant en compte la vitesse de l'eau sur le fond de l'Oued et sur les rives. Sur chaque profil en travers le coefficient de Manning sera fixé à 0,030 pour les rives de l'Oued. Ce qui correspond à une rivière composée d'une terre dans les mauvaises conditions (par endroits avec algues, pierres ou graviers sur le fond, herbes assez dense). Les autres valeurs indicatives du coefficient de Manning, pour les autres portions de l'Oued Harbil sont présentées sur le tableau 1.

Tableau n° V 1 les valeurs indicatives du coefficient de rugosité

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
● Canal avec revêtement en béton.	0.014
● Canal en terre	0.022
● Canal en pierre	0.025
● Canal en Gabion.	0.030

V.2.3.3 Vitesse d'érosion

Afin éviter les 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 que trouve dans l'annexe (Deggoute gerard, 2012)

Tableau n° V 2 Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.

Lit	Vitesse Ver (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0
Béton amélioré	>10

V.2.4 Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée. La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R_e = 0.05V(H)^{1/3}$$

V.3 ETUDES DES VARIANTES

Le but de cette étude est de limiter la progression du lit de l'oued vers habitations limitrophe et d'éviter le débordement des eaux lors des crues (remontée du niveau d'eau lors de passage des crues rares). L'oued principal présente un mauvais tracé actuel et ne favorise pas un bon écoulement la correction et rééquilibrage de l'oued est nécessaire.

En premier lieu la protection des agglomérations contre les inondations causées par les débordements d'oued.

En second lieu la protection des terres agricoles contre la submersion prolongée.

Et dernier lieu la protection de l'infrastructure routière telle que les ponts et les routes (notamment la RN18).

Ces raisons nous poussent à projeter la canalisation qui garantira la protection contre les crues, mais aussi il faut que cette variante soit faisable techniquement et économiquement et soit adaptée avec le terrain et ces conditions aussi bien topographiques que géologiques pour cette étude nous proposons variantes de confection de ce canal :

- Un canal avec des murs en gabions.
- Canal en béton

calcul hydraulique de l'écoulement sera fait par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau et on choisira la variante la plus adaptée d'un point de vue technico-économique.

Première variante

V.3.1 Protection avec des murs en gabions

Cette variante est constituée d'un canal en murs de gabions le long des berges du cours d'eau, la forme des murs en gabion est en escalier des deux côtés de l'axe de l'oued ils seront ancrés de 0,5m.

L'aménagement en gabionnage pour des sections larges du cours d'eau avec des pentes faibles et aussi on peut effectuer un reprofilage naturel

Avantage et inconvénients du gabion.

- Adaptabilité à toute forme de structure du sol et du terrain et Toutes les dimensions sont disponibles.
- Le gabion est un ouvrage souple résistant et difficilement déplaçable par la force de l'eau et le mur en gabion peut se végétaliser facilement afin d'encore mieux l'intégrer dans l'environnement.
- La facilité de mise en œuvre et nécessitant pas d'ossature secondaire.

Alors que les quelques inconvénients sont :

- Eloignement des carrières.

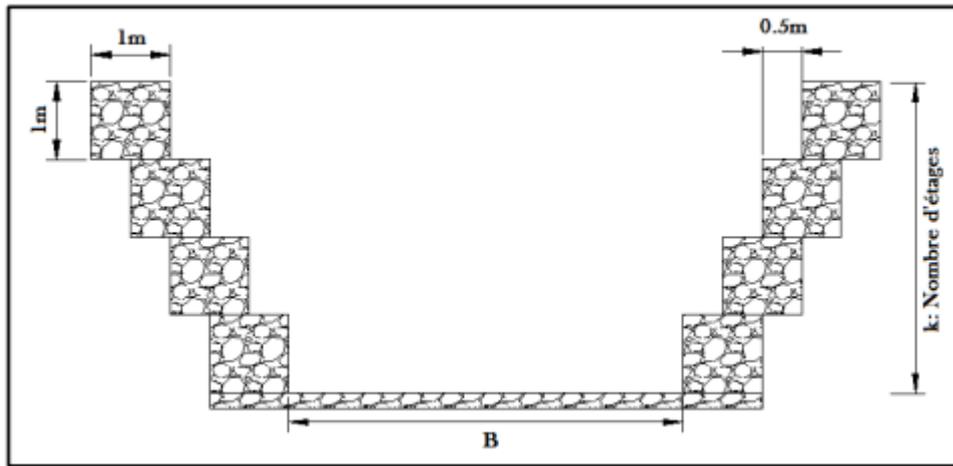


Figure n° V 3 Coupes types de la variante 01
(Gabionnage au début de la protection)

Caractéristique géométrique de la section gabionnée:

Section :

$$S_m = \frac{1}{2}k(k - 1) + bk$$

Périmètre:

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

Rayon hydraulique:

$$R_h = \frac{\frac{1}{2}k(k - 1) + bk}{b + 3k - 1}$$

b : base canal

K : nombre d'étages.

V.3.1.1 Dimensionnement

Tableau n° V 3 paramètres du canal en gabion

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)
Harbil	1	68	62	106.11	0.43	35	4
	2	62	57	125	0.395	35	4
	3	57	49	200	0.39	35	4
	4	49	33	400	0.21	35	4
	5	33	7	650	0.78	35	4
	6	7	1	150	0.58	35	4

V.3.2.2 Les paramètres de l'écoulement

Tableau n° V 4 paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion

Profils	Débit (m3 /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau	Surface (m2)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique	Fr	Régime
P68	413.63	3.96	2.91	104.53	51.01	1.48	0.75	Fluvial
P62	413.63	3.82	3.01	108.31	51.46	1.36	0.72	Fluvial
P57	413.63	3.80	3.02	108.93	51.51	1.47	0.72	Fluvial
P49	413.63	3.14	3.62	131.72	54.19	1.68	0.54	Fluvial
P33	413.63	4.79	2.42	86.38	48.82	1.55	1.00	Fluvial
P7	413.63	4.36	2.64	94.81	49.81	1.08	0.87	Fluvial
P1	413.63	4.79	2.42	86.39	48.82	1.29	1.00	Fluvial

Les sections en travers des profils sont représentées dans les figures suivantes :

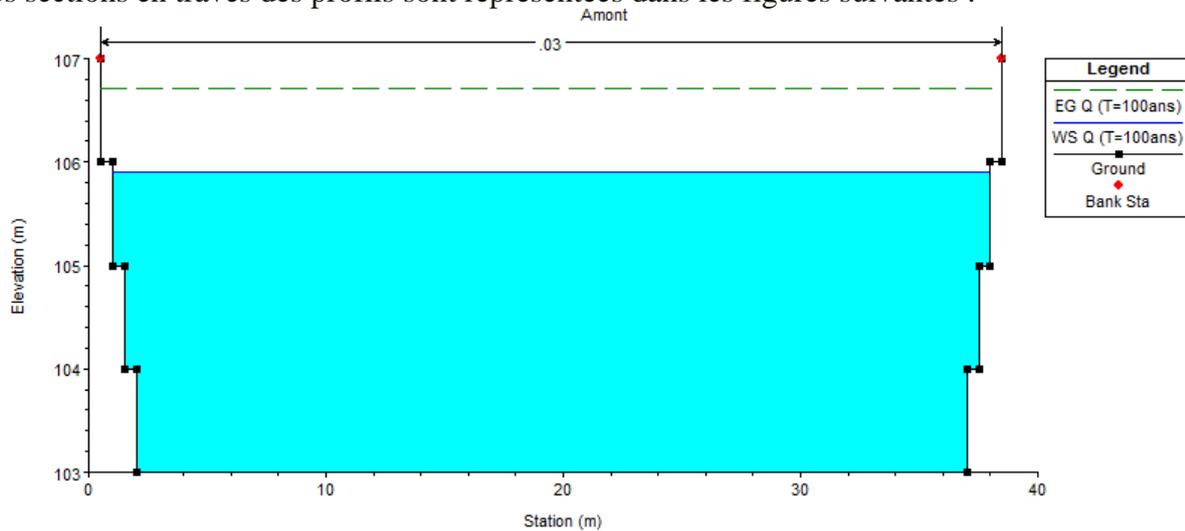


Figure n° V 4 Section du profil 68

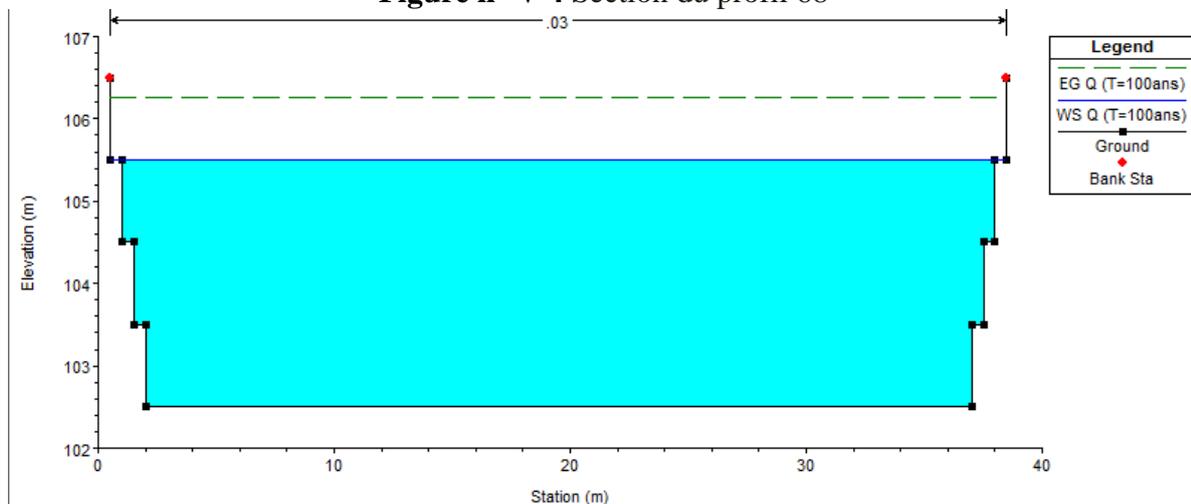


Figure n° V 5 Section du profil 62

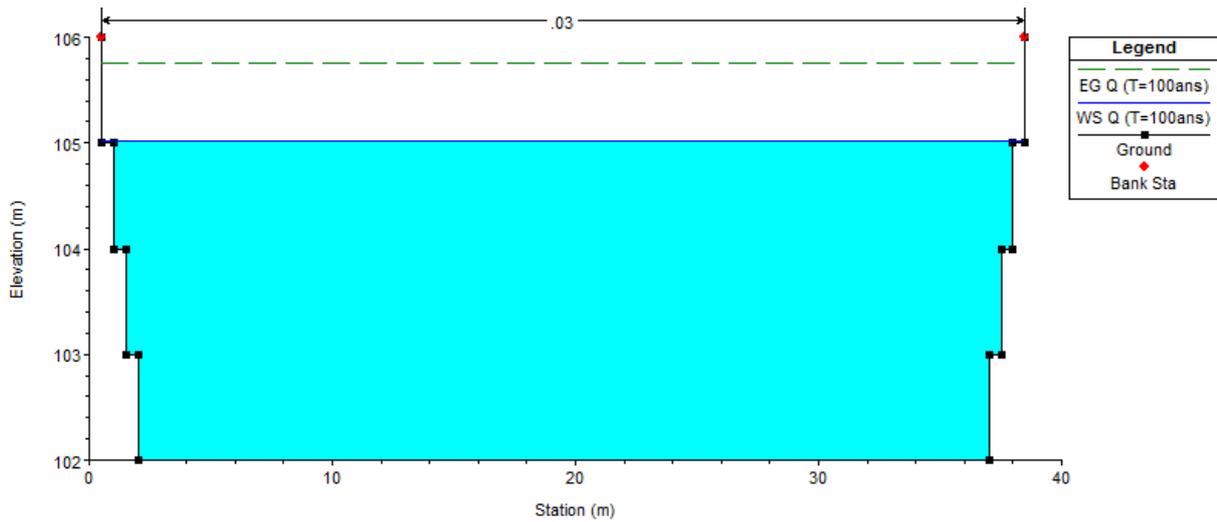


Figure n° V 6 Section du profil 57

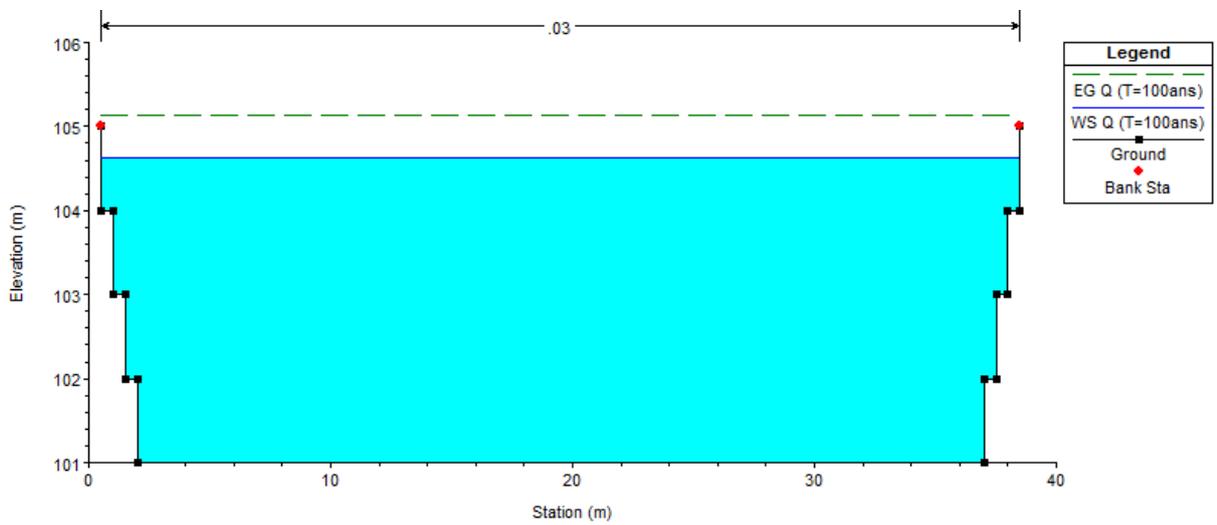


Figure n° V 7 Section du profil 49

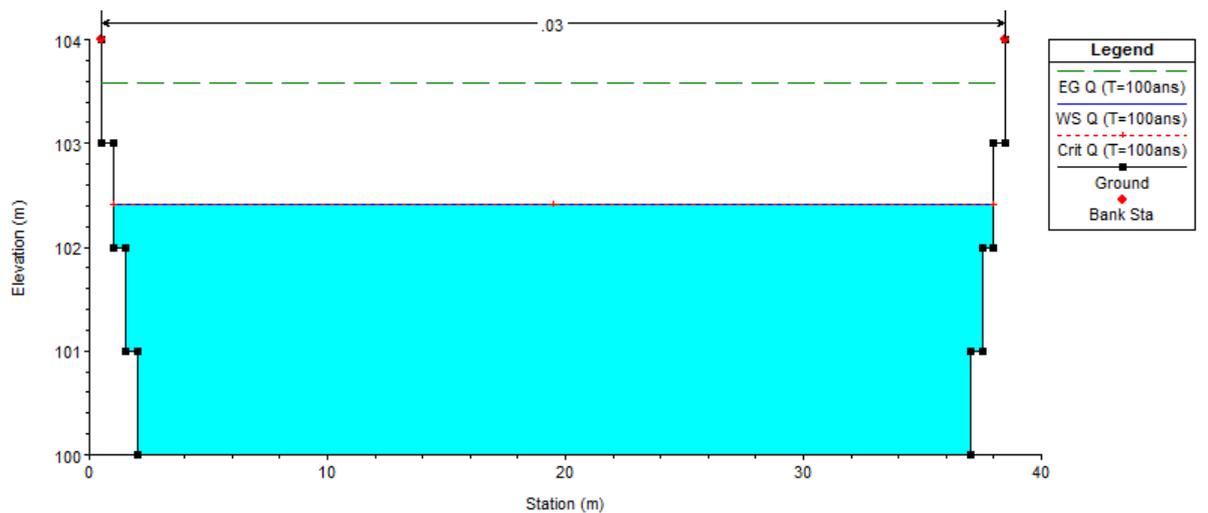


Figure n° V 8 Section du profil 33

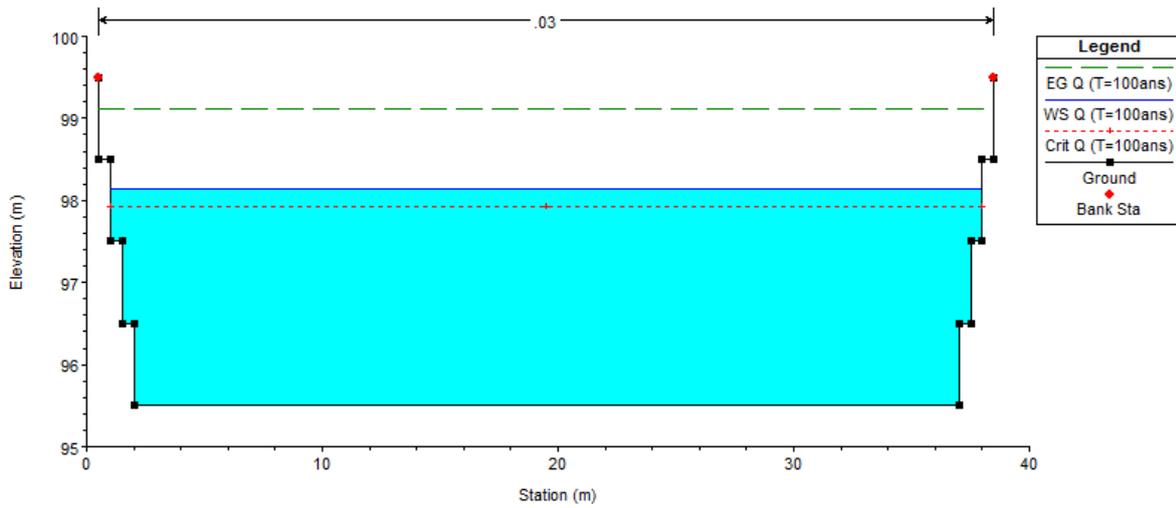


Figure n° V 9 Section du profil 7

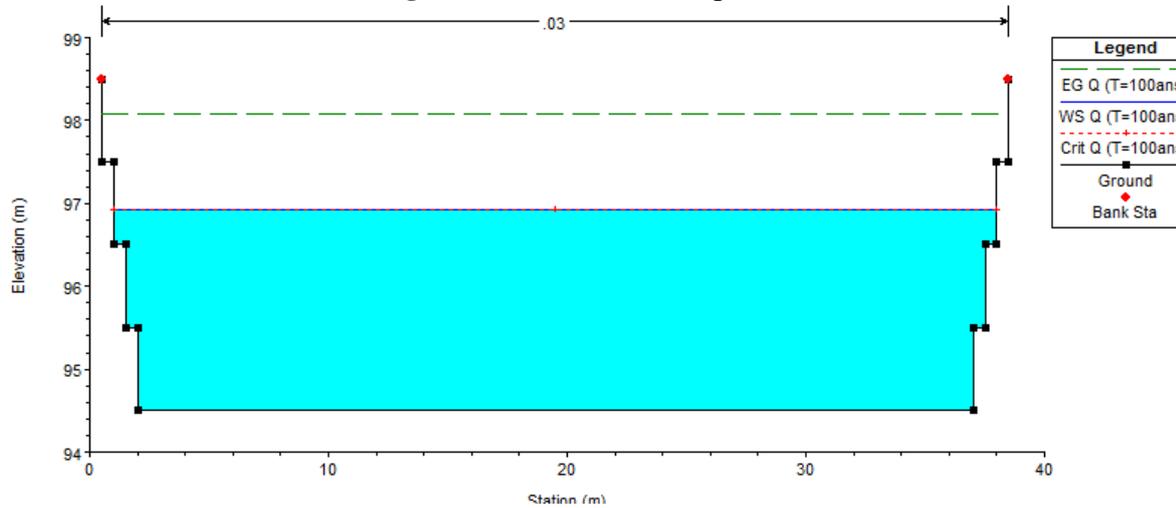


Figure n° V 10 Section du profil 1

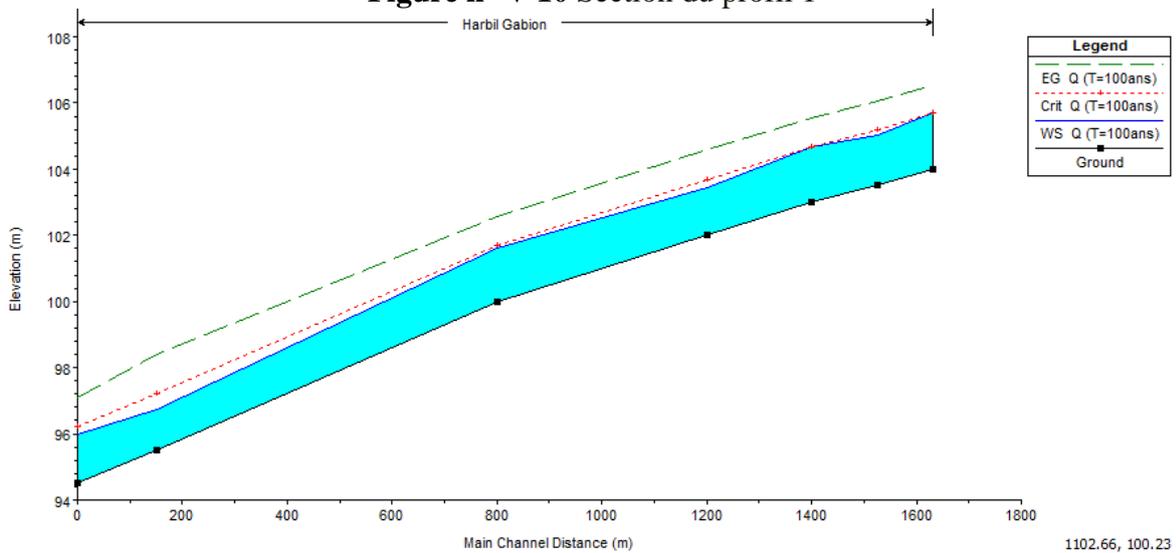


Figure n° V 11 profil en long d'Oued Harbil aménagé selon la premier variante

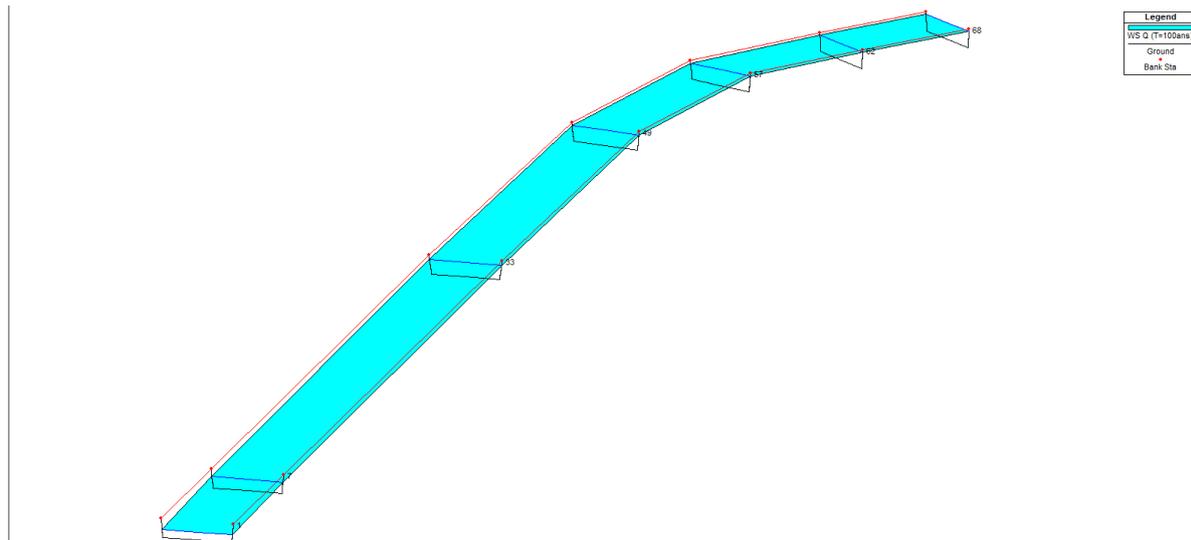


Figure n° V 12 Vue en Plan en 3D de l'oued Harbil d'après la simulation par HEC- RAS

V.3.2.3 Devis estimatif et quantitatif

A partir des terrassements et des volumes de déblai et le remblai calculés par HEC-RAS

On a quatre dimensions de gabions :

- 1 × 1 × 1
- 2 × 1 × 1
- 3 × 1 × 1
- 4 × 1 × 1
- 2 × 1 × 0.5
- 3 × 1 × 0.5

Tableau n° V 5 Devis estimatif et quantitatif

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	M ³	172341.779	250	43085444.8
	Remblai	M ³	1.983	200	396.6
Gabions		M ³	40775	4500	244650000
Montant Totale					287735841

Deuxième Variante

V.3.2 Protection avec un canal en béton armé

Cette variante consiste en la construction d'un canal en béton armé pour pouvoir maîtriser le sens d'écoulement du cours d'eau afin d'évacuer les eaux des crues et de protéger les riverains contre les inondations. Le canal permet de minimiser les sections mais le coût de réalisation est important car une durée de vie plus importante, une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection, meilleures caractéristiques hydrauliques et une forme étroite bien adoptée à la ville.

V.3.2.1 Dimensionnement

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n° V 6 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m
Harbil	1	68	62	106.11	0.141	38	3	2
	2	62	57	125	0.166	38	3	2
	3	57	49	200	0.245	38	3	2
	4	49	33	400	0.252	38	3	2
	5	33	7	650	0.167	38	3	2
	6	7	1	150	0.367	38	3	2

V.3.2.2 Paramètres de l'écoulement

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC RAS sont:

Tableau n° V 7 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Oued	Profil	Débit (m3/s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillé (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m\m)	Remarque
Harbil	68	413.63	4.84	2.27	1.00	88.58	48.15	1.84	Régime torrentiel
	62	413.63	4.92	2.16	1.08	84.15	47.66	1.77	
	57	413.63	5.55	1.91	1.30	74.48	46.54	1.60	
	49	413.63	5.60	1.9	1.31	73.82	46.50	1.59	
	33	413.63	4.92	2.16	1.04	84.15	47.66	1.77	
	7	413.63	6.30	1.69	1.56	65.65	45.56	1.44	
	1	413.63	6.99	1.53	1.82	59.21	44.84	1.32	

Les sections en travers des profils sont représentées dans les figures suivantes :

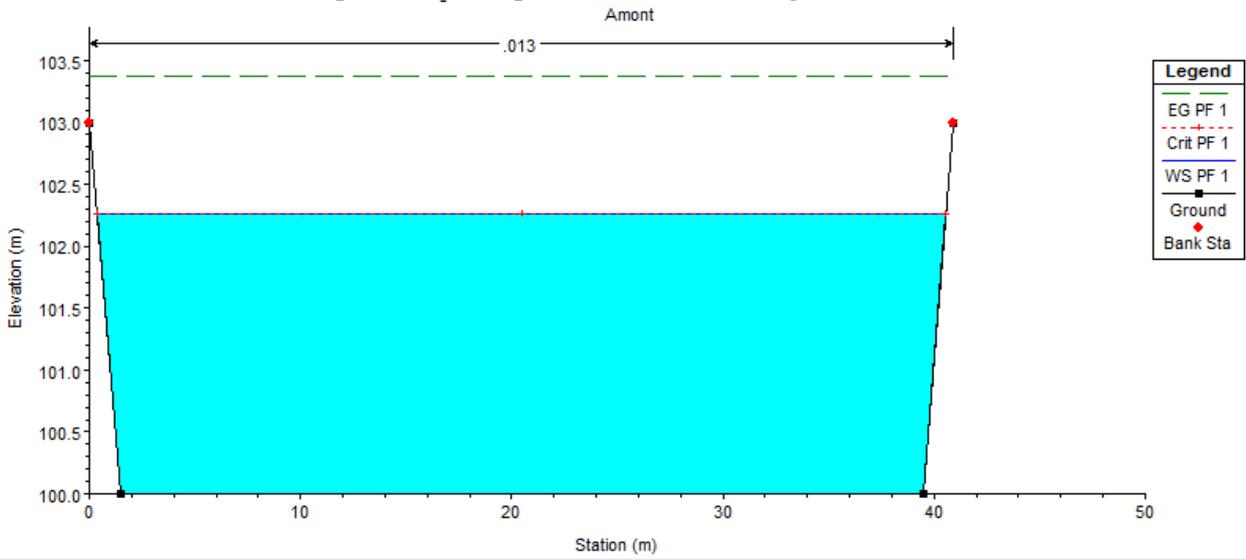


Figure n° V 13 Section du profil 68

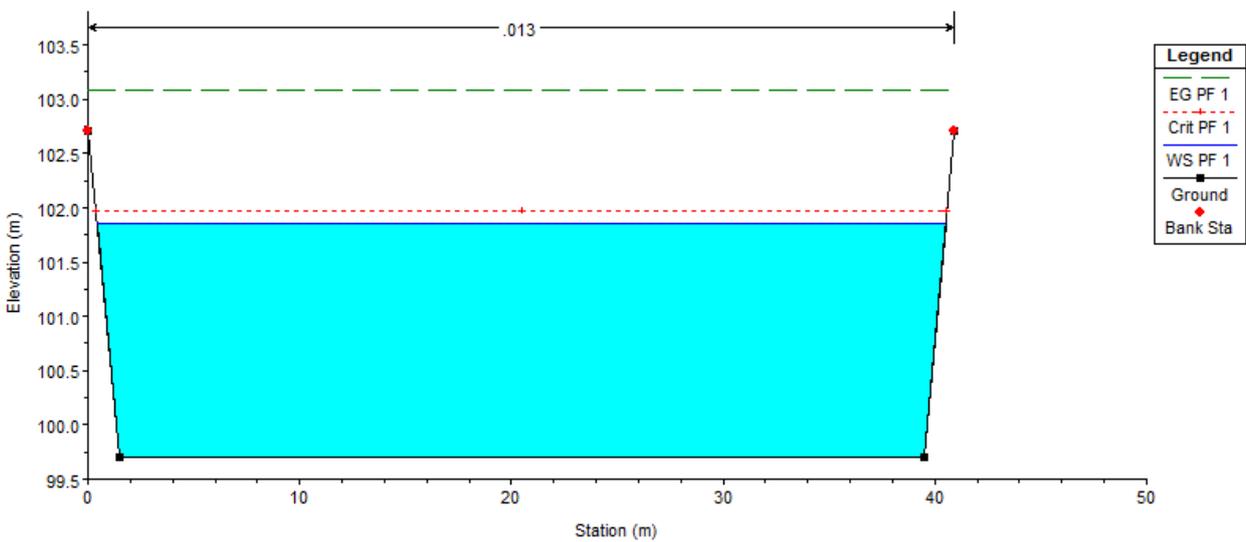


Figure n° V 14 Section du profil 62

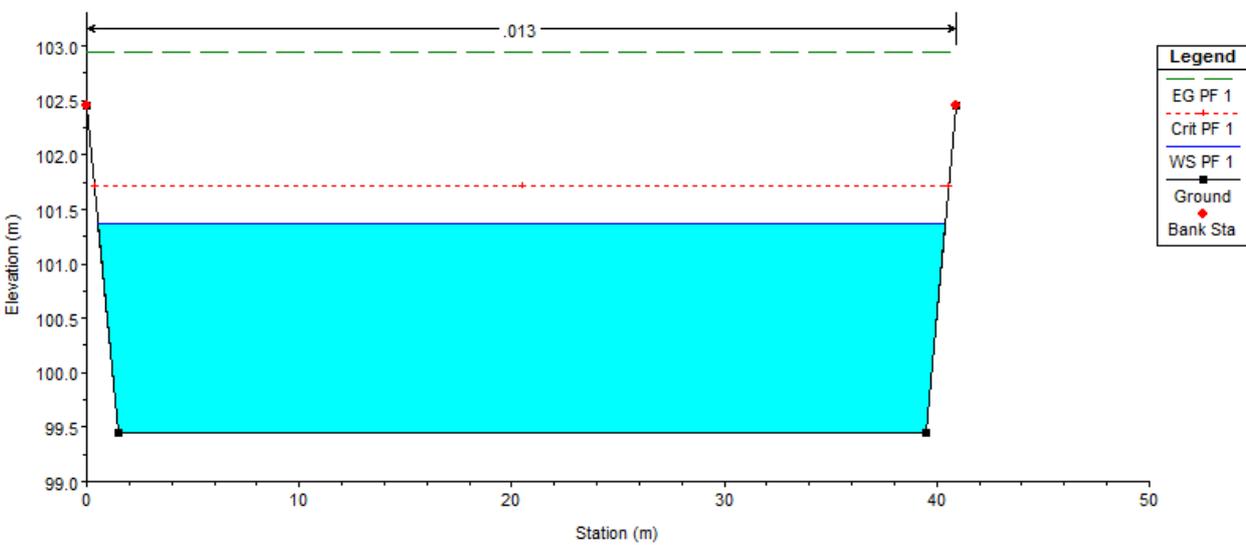


Figure n° V 15 Section du profil 57

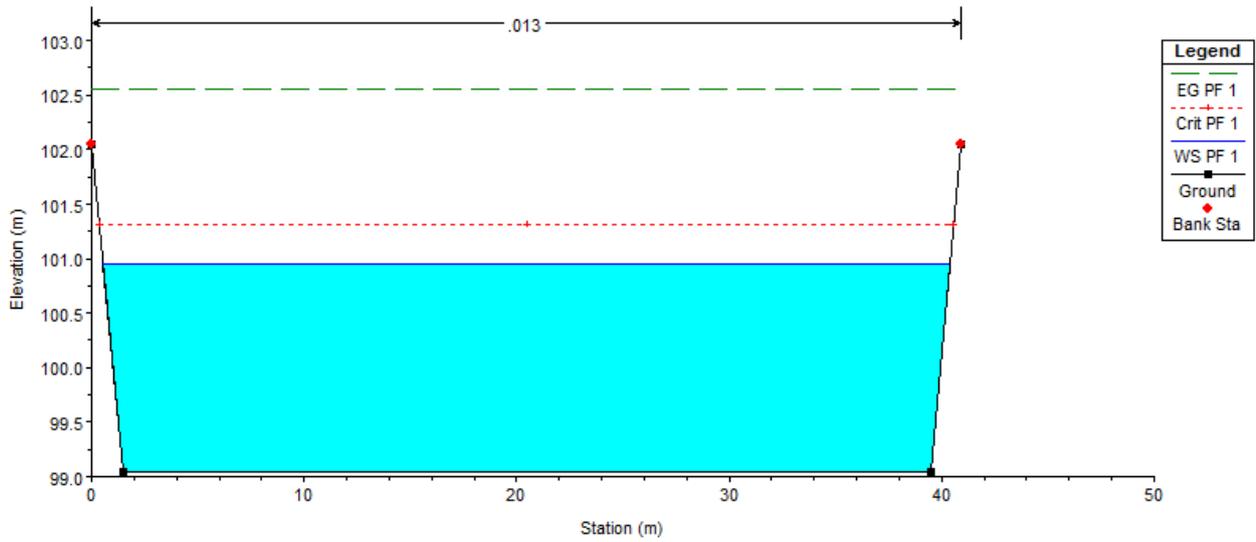


Figure n° V 16 Section du profil 49

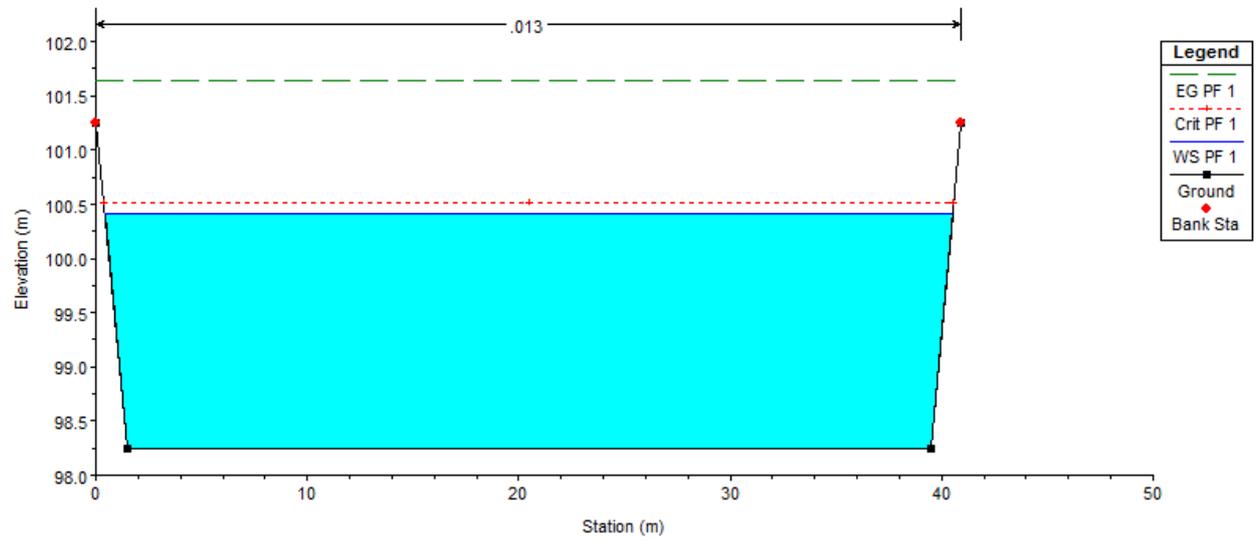


Figure n° V 17 Section du profil 33

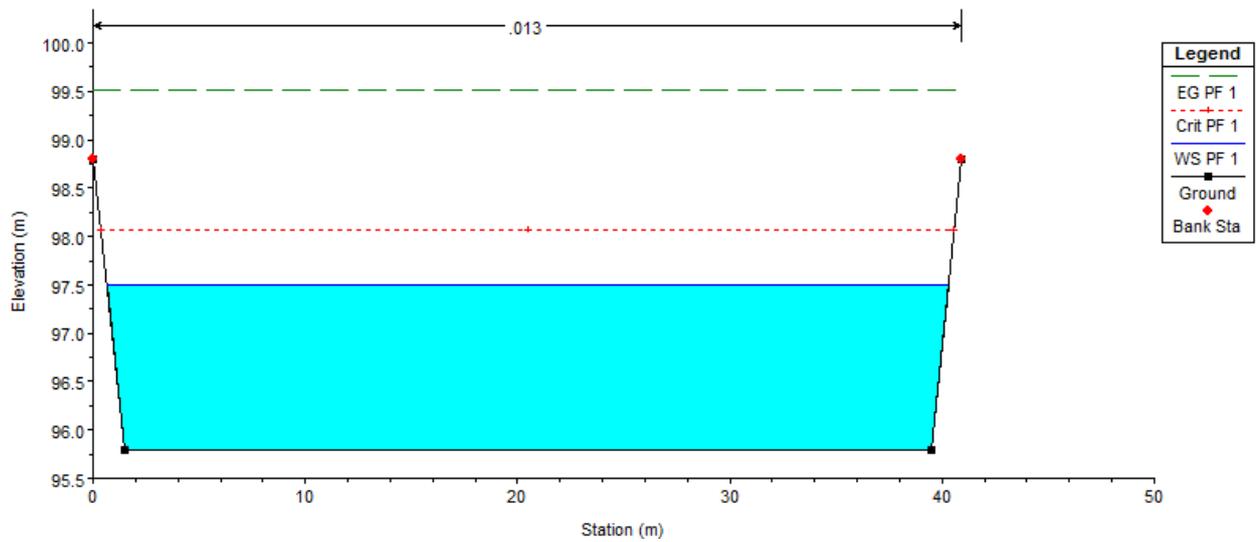


Figure n° V 18 Section du profil 7

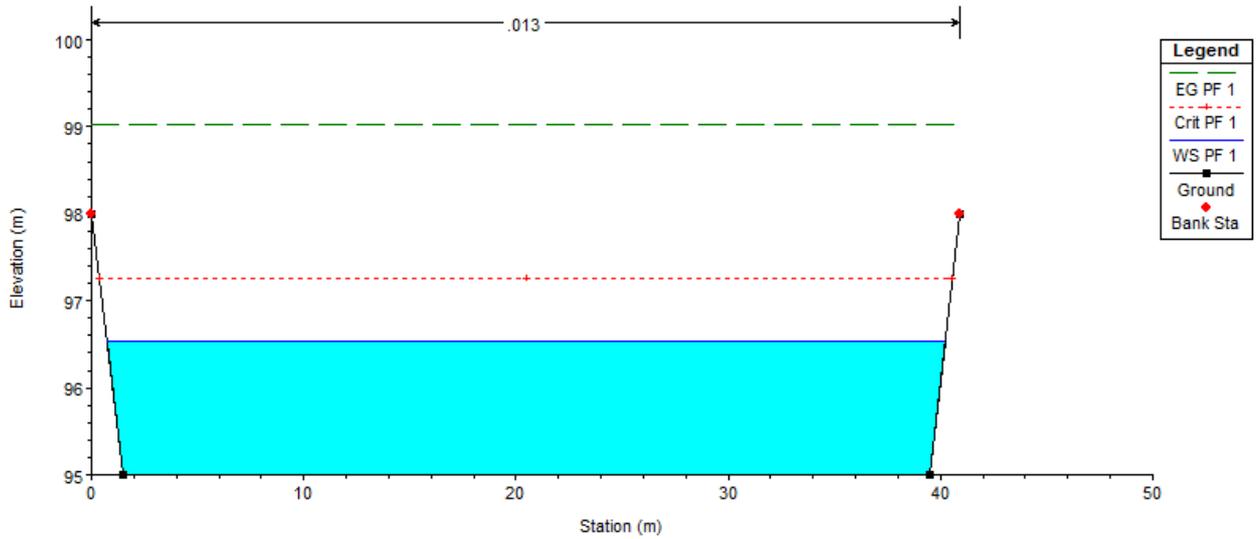


Figure n° V 19 Section du profil 1

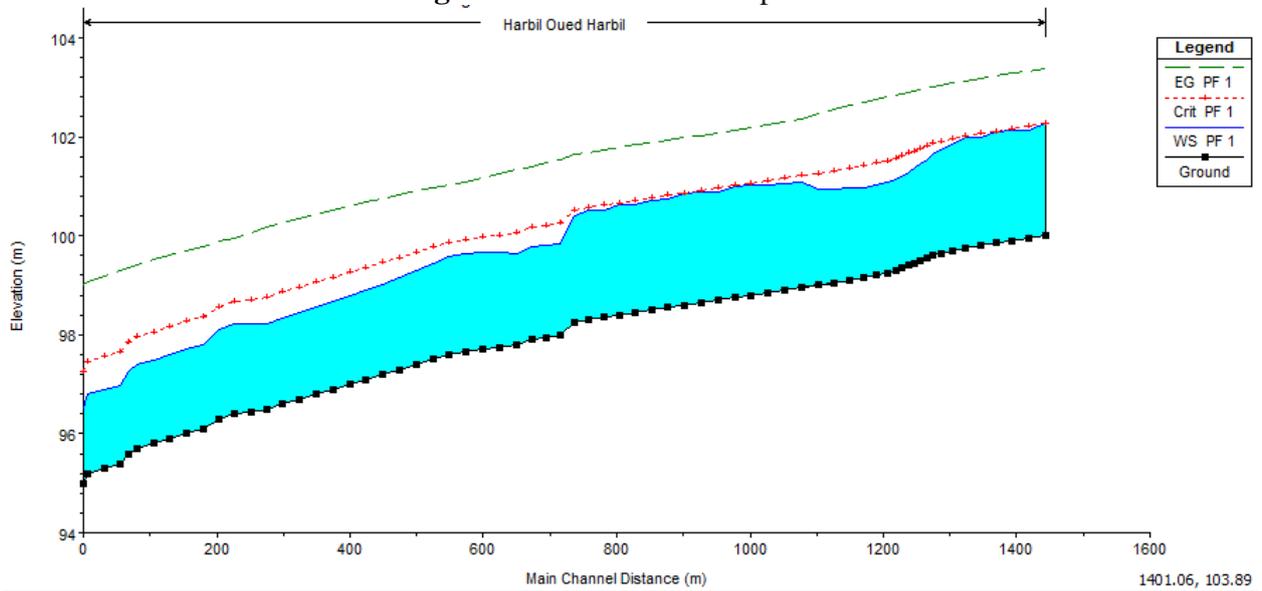


Figure n° V 20 profil en long d'Oued Harbil aménagé selon la deuxième variante

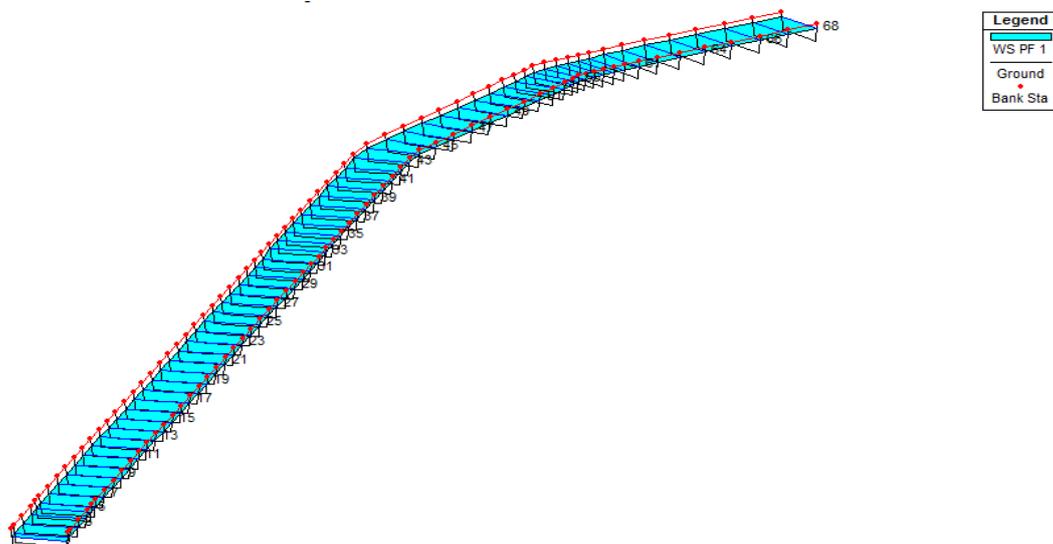


Figure n° V 21 Vue en Plan en 3D de l'oued Harbil d'après la simulation par HEC RAS

V.3.2.3 Etude de la stabilité du canal

Il faut vérifier que le canal est stable au : (Glissement / Renversement / Poinçonnement)
 car le canal est parfaitement symétrique on vérifie juste la stabilité de poinçonnement

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{4}$$

$$\sigma_A = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100B^2}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100B^2}$$

N : la somme des forces vertical

MG : la somme des moments par rapport au centre de gravité du radie ($\Sigma MG = 0 \text{ kn.m}$)

B : la largeur du radier

σ_{moy} : contrainte moyenne

σ_{sol} : contrainte du sol

Tableau n° V 8 Somme des forces vertical en fonction de la largeur

Canal	B(m)	68	62	57	49	33	7	1
Rempli	N(t)	122.11	94.11	98.46	114.24	105.95	90.17	87.8
	σ_{moy}	0.032	0.025	0.026	0.030	0.028	0.024	0.023
Vide	N(t)	32.56	25.08	26.15	30.42	28.02	24.01	23.21
	σ_{moy}	0.0086	0.0066	0.0069	0.0080	0.0074	0.0063	0.0061

Après les résultat de tableau o na :

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{vérifier})$$

V.3.2.4 Devis estimatif et quantitatif

A partir les terrassements et des volumes de déblai et le remblai calculés par HEC-RAS

O na :

Béton armé : une épaisseur de 30 cm.

Béton de propreté : une épaisseur de 5 cm.

Tableau n° V 9 Devis estimatif et quantitatif

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	M ³	147380.985	250	36845246.3
	Remblai	M ³	2.583	200	516.6
Béton de propreté		M ³	3099.109	6000	18594654
Béton armé		M ³	43061.304	35000	1507145640
Montant Totale					1562586057

V.4 Comparaison technique des deux variantes d'aménagement

Pour le cote technique les ouvrages en béton armé assurées relativement la stabilité, la durée de vie importante et l'évacuation et pour le cout de la réalisation canal en gabion qui a un coût faible

Après avoir donné une comparaison des deux variantes d'aménagement, notre choix est fait sur l'aménagement s'étend de canal trapézoïdale de 1631 m 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.

Conclusion

A partir l'étude de les deux variantes nous a permis de sélectionner la meilleure variante d'aménagement d'un point de vue Technique-Economique. Ce variante assurer la meilleure protections de la ville Harbil contre les inondations par meilleure évacuation rapide du flux de la crue vers l'exutoire et meilleure stabilité de canal.

CHAPITRE VI

L'organisation de chantier

VI.1 Introduction

Après la phase d'étude qui a été effectuée beaucoup plus au bureau qu'au terrain arrive une phase très importante dans le but de résoudre le problème posé c'est la réalisation des ouvrages donc la conception, et pour assurer le bon déroulement des travaux sur terrain une étape intermédiaire sera effectuée pour donner une flexibilité aux travaux c'est l'organisation du chantier.

La réalisation d'un projet se déroulera dans des bonnes conditions si on établit une bonne stratégie de travail, la première condition pour réaliser un projet c'est réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts, par utilisation de la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément pour faire un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier deénagement de oued Harbil tout en assurant :

- Une meilleure qualité des matériaux, des main d'œuvre et d'étude et ...etc.
- La rapidité d'exécution des diverses opérations.
- Synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du personnel et matériel en garantissant leur sécurité.

VI.2 Généralité

VI.2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

VI.2.1.1 Maître de l'ouvrage

Une personne ou une organisation qui initie et sanctionne un projet. Il/elle demande la nécessité de l'installation et est responsable de l'organisation des ressources pour la création de l'installation.

VI.2.1.2 Maître de l'œuvre

Il s'agit d'architectes ou d'ingénieurs ou de consultants. Ils sont nommés par le propriétaire et sont responsables de la conversion de la conception et des besoins du propriétaire en une installation (projet) spécifique avec des directives détaillées par le biais des dessins et des spécifications dans le cadre des objectifs économiques. Ils sont responsables de la conception du projet et, dans certains cas, de la supervision de la construction processus.

VI.2.1.3 Entrepreneur

Entreprise de construction engagée par le propriétaire pour exécuter et compléter la construction d'une installation spécifique (projet) en fournissant le personnel nécessaire, la main-d'œuvre, les ressources, les matériaux, les équipements, les outils et autres accessoires à la satisfaction du

propriétaire/utilisateur final, conformément aux exigences du contrat documents. Le contractant est responsable de la mise en œuvre des activités du projet et pour atteindre les objectifs du propriétaire.

VI.2.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

VI.2.2.1 Installations destinées au personnel

Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions d'hygiène et de sécurité favoriser les communications entre les intervenants stocker les matériaux et matériels sensibles. Généralement, cantonnements bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin, caravanes, l'emplacement de ce cantonnements sont a proximité d'un accès du chantier si possible hors de l'aire de balayage de la grue Les éléments peuvent être superposables ou se trouver dans le bâtiment réalisé.

VI.2.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation proche des accès aire protégée (vols de matériaux) sur le bâtiment.

VI.2.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

on occupe L'aire de balayage doit couvrir les bâtiments, le poste de bétonnage, les aires de préfabrication, armatures et stockage destine a les engins de levage (grue à tour, grue à tour à montage rapide, grue automotrice...) pour manutentionner les matériaux, les matériels, des divers postes aux lieux de mise en œuvre.

VI.2.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

on localisons Aire de préfabrication Près des bâtiments à construire pour préfabriqué des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, pédales non précontraintes...)
Fabrication de coffrages (bois).

VI.2.3 Les moyens de chantier

VI.2.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne tous les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, c'est la mise en œuvre du personnel compétent pour la construction en précisant leurs compétences et leurs titres et pour la réalisation des études préalables.

VI.2.3.2 Les moyens matériels

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, le nombre des engins affectés au chantier, les rendements, les puissances et les types

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de l'oued et le matériel spécifique ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

- **Travaux de préparation** : on utilise Doseurs, Pelles, Camions et Chargeurs ..etc. pour enlever les obstacles et les herbes
- **Terrassement** : on utilise Pelles, Dumpers, Doseurs, Niveleuse et Camion ..etc. pour donner la forme exacte du canal
- **Compactage** : on utilise Compacteurs à pieds de mouton et Tous types de compacteurs à rouleaux lisses pour consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement

VI.2.4 Exécution des travaux

Les principales opérations à exécuter dans notre projet :

- Installation du chantier.
- Décapage de la terre végétale et ouverture de piste.
- Excavation de la tranchée.
- Compactage.
- Mise en œuvre de béton.
- Le bétonnage.
- Déménagement du chantier

VI.2.4.1 Moyens matériels du chantier

Tableau n° VI 1 Les Engins utilisés

Taches	Engins	Image de l'engins	Actions
<p>Travaux de Préparation</p>	<p>Camions</p>		<p>Transport</p>
	<p>Chargeurs</p>		<p>Enlever les obstacles et les herbes.</p>
	<p>Pelles</p>		
	<p>Niveleuse</p>		<p>De réalisation et nettoyage de fossés et de talus</p>
	<p>Dumpers</p>		
<p>Compactage</p>	<p>Tous types de compacteurs</p>		<p>Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement.</p>

Coulage	Bétonneuse		Produire du béton
	Pompe à béton		Couler le béton

VI.3 Devis quantitatif et estimatif de projet

Les estimations des prix des aménagements et des ouvrages donnés :

- ◆ Prix unitaire des terrassements.
- ◆ Prix unitaire de fourniture et pose de (Béton).

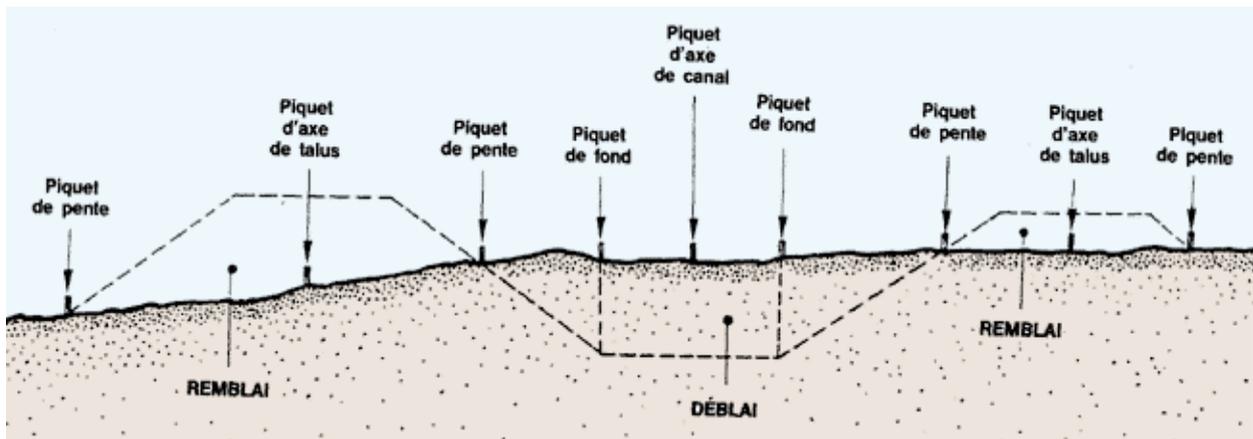


Figure n° VI 1 Coupe type de terrassement

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante choisi :

Tableau n° VI 2 Devis total du projet

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	M ³	147380.985	250	36845246.3
	Remblai	M ³	2.583	200	516.6
Béton de propreté		M ³	3099.109	6000	18594654
Béton armé		M ³	43061.304	35000	1507145640
Montant Totale					1562586057
TVA 19%					296891351
Total TTC					1859477408

VI.4 Évaluation des risques

- Les engins risquent de se renverser dans les terrain très accidenté.
- Danger de collision avec d'autres engins de chantier.
- Des obstacles cachés en creusant une tranchée.
- L'exposition du conducteur aux vibrations transmises à l'ensemble du corps Nombreuses contraintes posturales dues au travail sur sol accidenté.
- Déplacement des engins sur chantier.
- Le contact direct avec une ligne électrique aérienne peut être tres dangereux.
- Travail aux intempéries (chaleur, froid, vent, givre, pluie)
- Dans les fouilles de tranchées.
- Traumatismes suite à une chute lors de la descente de l'engin.

VI.4.1 Protection collective

VI.4.1.1 Ergonomie de l'engin

- Poste de conduite ergonomique avec siège adapté.
- Sécurisation de l'accès et de la cabine : marchepied antidérapant et échelle d'accès complétée par des poignées ou des mains courantes.
- Cabine insonorisée et climatisée.
- Entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

VI.4.1.2 Sécurité du chantier

- Adéquation de l'engin à son usage
- Entretien des pistes de circulation
- Signalisation temporaire et balisage du chantier.
- Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons)
- Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs

VI.4.1.3 Protection individuelle

Des mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des maladies professionnelles. Afin de limiter leur apparition, de nombreuses mesures de prévention peuvent être mise en place : choix du matériel et amélioration des conditions d'utilisation, port d'une ceinture de maintien lombaire.

Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routières.

Tableau n° VI 3 Les moyens de protection individuelle

Moyens de protection individuelle	
Casque de protection de la tête.	
Casque de protection auditive	
Lunettes de sécurité.	
Gilet de signalisation	
Gants de manutention	
Botte de sécurité.	

VI.5 Planification

La planification des travaux est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en (BENLAOUKLI,2004) :

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

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

VI.5.1 Méthodes basées sur le 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.
- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

VI.5.1.1 Construction du réseau :

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

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.
-

VI.5.1.2 Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI, 2004)

- **Méthode C.P.M (Méthode française)** : L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1ere phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2eme phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

3eme phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)**: C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VI.5.2 Méthodes basées sur le graphique

- **Méthode linéaire (ligne of balance technique) :** Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.
- **Méthode à barres :** Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VI.5.3 Les étapes de la planification

- Collection des informations
- Décomposition du projet
- Relations entre les tâches

VI.5.4 Choix de la méthode de calcul

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

VII.4.4.1 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

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

$$DFP = DCP + tr \quad DCPP = DFPP - tr$$

VI.5.4.2 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 :

$$MT = 0 \text{ et } \sum \text{tr cc} = \text{DTP}$$

VI.5.5 Diagramme de Gantt

Un projet comporte toujours un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans des délais impartis et selon un agencement bien déterminé. Le diagramme de GANTT est un outil permettant de planifier le projet et de rendre plus simple le suivi de son avancement. Ce diagramme doit servir à atteindre les objectifs initialement fixés. Il est conseillé que les plannings réalisés dans le cadre de projets de la DSI prennent la forme d'un diagramme de GANTT.

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue. Il permet de visualiser facilement le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance les actions à penser. On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retards en visualisant l'impact de ceux-ci sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de GANTT est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

La réalisation d'un tel planning nécessite la mise en œuvre de technique de planification :

- les tâches doivent être identifiées.
- les tâches doivent être quantifiées en terme de délais, de charges ou de ressources.
- la logique de l'ensemble des tâches doit être analysée.

Ces éléments sont issus de l'analyse du projet, qui se situe en amont de la planification. Afin de mener à bien la réalisation de cet outil, il faut donc procéder comme suit :

VI.5.5.1 Déterminer et structurer la liste des tâches à réaliser pour mener à bien le projet

Cette identification peut se faire par des techniques comme le Brainstorming ou les groupes de travail. La liste obtenue doit être ensuite structurée : on tente de regrouper les tâches, de les hiérarchiser par lots de travail.

VI.5.5.2 Estimer les durées et les ressources

Il faut ensuite remplir un tableau présentant, pour chaque tâche, la durée de celle-ci et les ressources affectées. L'unité de temps pour exprimer la durée est fonction du type de projet réalisé. Le tout est d'utiliser la même unité de temps pour toutes les tâches dans un souci d'harmonisation du diagramme de GANTT. La durée choisie doit être réaliste et raisonnable. Quant aux ressources, elles peuvent être humaines ou matérielles.

Il est important d'avoir à l'esprit que la planification d'un projet s'effectue à partir de la date connue ou estimée de début du projet. L'estimation de la durée des tâches permet ensuite de calculer la durée totale

du projet et de parvenir à une date de fin de projet parfois bien différente de celle voulue. Dans ce cas, le responsable de la planification doit estimer à nouveau les données concernant le projet de façon à fixer une date de fin de projet la plus conforme aux impératifs.

VI.5.5.3 Réaliser le réseau logique

Le réseau doit reprendre les hypothèses de priorités des tâches. Il se présente souvent sous la forme de tâches reliées entre elles par des liens logiques. Pour chaque tâche, il est primordial de trouver les relations d'antécédence et de succession. Une fois le réseau tracé, on retrouvera la chronologie du projet.

VI.5.5.4 Tracer le diagramme de GANTT

Avec en abscisse l'échelle de temps et en ordonnée la liste des tâches, il faut tracer un rectangle d'une longueur proportionnelle à sa durée, le tout suivant la logique d'ordre d'exécution du réseau. Il peut apparaître des tâches se réalisant pendant la même période. En effet, c'est un peu le but recherché car plus les tâches pourront se faire simultanément plus la durée du projet sera courte et plus le coût du projet risque de baisser. Il faut toutefois vérifier la disponibilité des ressources en regardant dans le tableau d'affectation, les ressources utilisées plusieurs fois.

Tableau n° VI 4 Les durées de différentes opérations

Notation	Désignation d'opération	Durée (Jours)
A	Installation du chantier	15
B	Travaux de terrassement sur oued	90
C	Exécution de lit de pose	30
D	Exécution du béton armé pour le lit	48
E	Exécution du béton armé pour les voiles	42
F	Les essais d'étanchéités	17
G	Remblaiement des tranchées	23
H	Travaux de finition	15
I	Déménagement du chantier	7

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède

Tableau n° VI 5 Succession des taches

Opération	Précède	succède
A	B	-
B	C, D, E, F	A
C	G	B
D	G	B
E	G	B
F	G	B
G	H	C, D, E, F
H	I	G
I	-	H

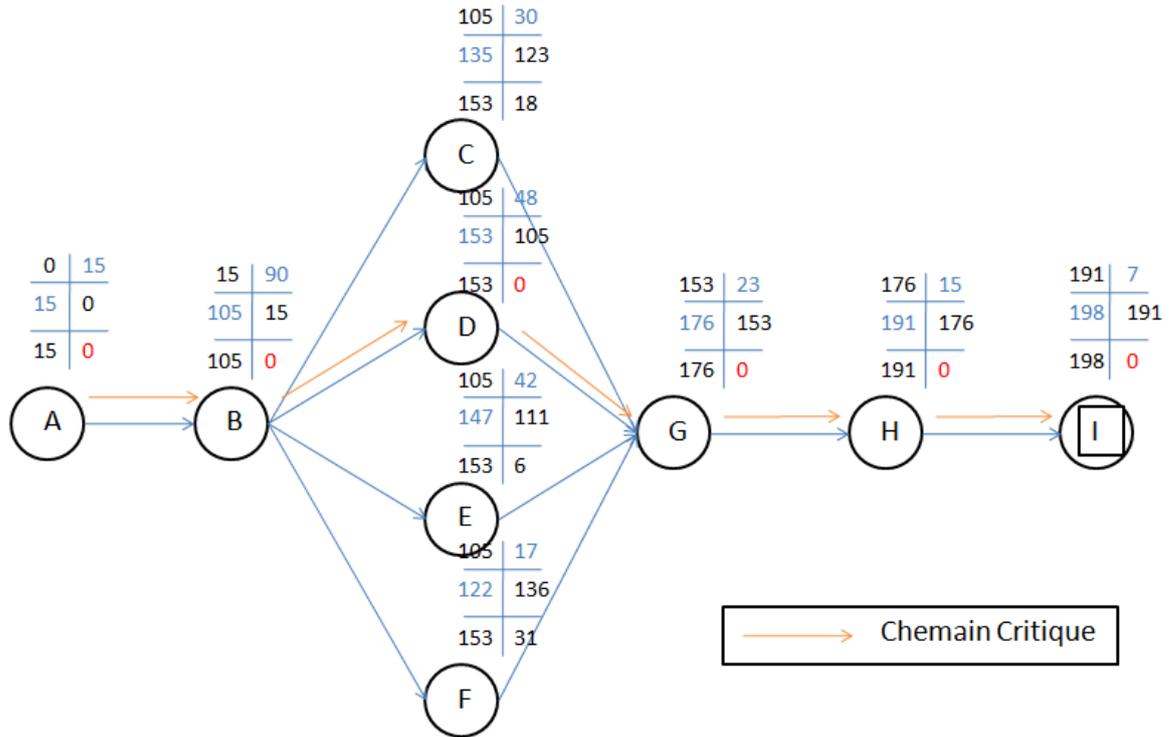


Figure n° VI 2 Schéma d'un réseau à noeuds

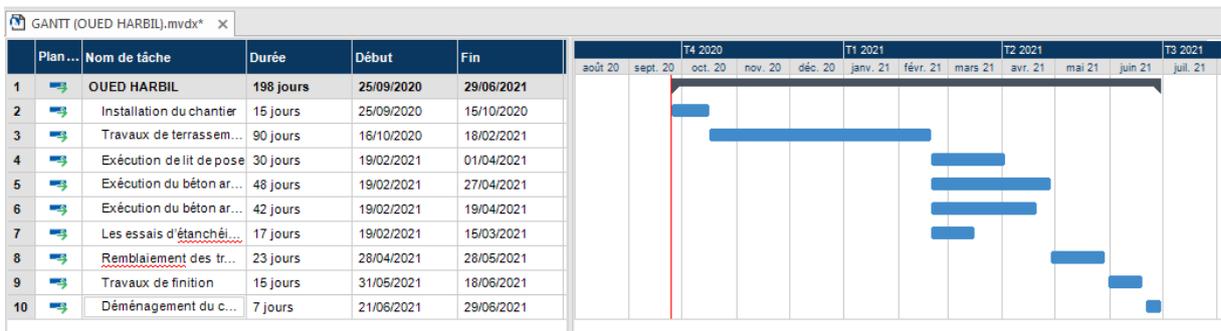


Figure n° VI 3 Réseau de planification des tâches par la méthode CPM

Conclusion

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 exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps et aussi avoir une information sur le coût total du projet. nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement d'oued Harbil est de 1859477408 DA pour un délai de réalisation de 9 mois et une semaines.

Conclusion générale

Les dommages dus aux inondations sont en grande partie, concentrés dans les milieux urbanisés. La simulation des écoulements dans de tels milieux est nécessaire pour établir des mesures de prévision et de prévention. La complexité de ces écoulements, du fait du grand nombre d'obstacles et de bifurcations, exige des développements de solutions adaptées. En vue d'endiguer ce phénomène et apporter une solution à ce problème nous avons entamé une étude des lieux afin de cibler les zones noires et proposer un aménagement adéquat.

L'objectif principale de ce mémoire est de proposer un système de protection de la ville Harbil contre les inondations, la démarche qui a été adopter afin de dresser un plan adéquat est le suivant :

Nous avons commencé notre étude par récupérer les données hydrologiques et topographiques nécessaire.

Nous avons ensuite déterminés à partir des différentes méthodes de prédétermination des débits de crues les quantiles centennaux et choisir le débit de projet pour lequel un aménagement de l'Oued est nécessaire.

Nous avons utilisés les données topographiques pour établir le Modèle Numérique du Terrain qui sera utilisé par le modèle HEC-RAS afin de déterminer les lignes d'eau au niveau de chaque section de l'Oued dans le but de proposer l'aménagement propice.

Au dernier de ce travail, nous pensons avoir contribué à la problématique des inondations dans la ville de Harbil vu que les résultats obtenus par simulation du modèle HEC-RAS montrent qu'avec les aménagements proposés, la crue centennale passe sans causer des dégâts majeurs, nous pensons avoir atteint bon control du cours d'eau pour éviter tous les problèmes des inondations.

Bibliographie

- [1] Gilard, O. & Gendreau, N. (1998). Inondabilité : une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants. *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*, 11 (3), 429–444.
- [2] Degoutte, G., 2006. Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.
- [3] Slimani . S., (2011) : «étude de protection du village Tafna (W. Tlemcen) contre les inondations », Mémoire de l'Ingénieur d'état, Université de Tlemcen.
- [4] Lencastre, Armando Hydraulique générale [texte imprimé] / Armando Lencastre, Préf. Bernard Saunier. - Paris : Eyrolles, 1996. - 633 p. : tabl.,schém. ; 24 cm. ISBN 2212018940
- [5] José VAZQUEZ., 2006 : HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE. Traité de ECOLE NATIONALE DU GENIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT DE STRASBOURG.
- [6] Dragan, S. and P. Slobodan (2009). Vulnerability of infrastructure to climate change. Background report 1 - hydraulique modeling and floodplain mapping. city of London, Université de Western Ontario, Canada.
- [7] Abdul Razzak Rumane. 23 Aug 2016, Construction Management Delivery System from: Handbook of Construction Management, Scope, Schedule, and Cost Control CRC Press
- [8] Guide méthodologique., 18 juin 2001: PLANIFICATION ET SUIVI D'UN PROJET
- [9] BENLAOUKLI, B. (2004) La Planification des Travaux par les Méthodes d'Ordonnement Modernes-MOM, Polycopié ENSH Blida
- [10] BENMECHERNANE N. 2013. ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE BENSEKRANE (W.TLEMCEN) CONTRE LES INONDATIONS. Mémoire de fin d'étude, Université Abou Bekr Belkaïd - Tlemcen.
- [12] MEDDI M., TOUMI S. and ASSANI A.A. (2017). Application of the L-moments approach to the analysis of regional flood frequency in Northern Algeria. *Int. J. Hydrology Science and Technology*, Vol. 7, No. 1, 2017
- [13] Dr. TOUMI ABDELOUAHEB, 2016 : Hydraulique à surface libre. Traité de Université 08 Mai 1945 de Guelma, Algérie.
- [14] Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

Annexe 1

Tableau n° 1 Pluies maximales journalières

n	Année	Pjmax (mm)	n	Année	Pjmax (mm)
1	1978	75.6	20	1997	41.5
2	1979	100.5	21	1998	42.3
3	1980	71.6	22	1999	43.5
4	1981	37.9	23	2000	63.9
5	1982	55.2	24	2001	20.6
6	1983	43.8	25	2002	60.2
7	1984	101.4	26	2003	47.5
8	1985	39.1	27	2004	66.5
9	1986	66.4	28	2005	125
10	1987	42.1	29	2006	156.7
11	1988	71	30	2007	60.1
12	1989	43.4	31	2008	40.5
13	1990	56.5	32	2009	47.3
14	1991	147	33	2010	47.8
15	1992	30	34	2011	44.7
16	1993	77.5	35	2012	44.6
17	1994	67	36	2013	44.2
18	1995	45.4	37	2014	69.4
19	1996	25.5			

Source : A.N.R.H

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

Annexe 2

Tab 1 (Canal en Béton)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Oued-F1	68	PF 1	413.63	103.02	105.70	105.70	106.77	0.001419	4.57	90.45	42.44	1.00
Oued-F1	67	PF 1	413.63	103.15	106.32	104.82	106.45	0.000115	1.57	263.87	96.70	0.30
Oued-F1	66	PF 1	413.63	102.90	106.26		106.44	0.000149	1.85	223.45	75.81	0.34
Oued-F1	65	PF 1	413.63	102.55	106.03		106.41	0.000415	2.74	150.73	59.75	0.55
Oued-F1	64	PF 1	413.63	102.49	105.95		106.40	0.000404	2.94	140.54	47.90	0.55
Oued-F1	63	PF 1	413.63	102.43	105.24	105.24	106.32	0.001429	4.60	89.97	42.03	1.00
Oued-F1	62	PF 1	413.63	102.38	104.21	104.78	106.18	0.004184	6.22	66.53	44.68	1.63
Oued-F1	60	PF 1	413.63	101.85	103.86	104.52	106.08	0.006425	6.59	62.75	55.44	1.98
Oued-F1	59	PF 1	413.63	101.50	103.32	104.04	105.93	0.010041	7.16	57.81	63.71	2.40
Oued-F1	58	PF 1	413.63	101.15	103.12	103.84	105.82	0.011461	7.28	56.83	67.27	2.53
Oued-F1	57	PF 1	413.63	100.88	102.78	103.53	105.69	0.013715	7.55	54.78	70.34	2.73
Oued-F1	56	PF 1	413.63	102.01	103.03	103.66	105.41	0.012301	6.84	60.44	83.02	2.56
Oued-F1	55	PF 1	413.63	100.89	104.47	103.44	104.66	0.000222	1.92	215.14	94.58	0.41
Oued-F1	54	PF 1	413.63	101.68	104.48		104.65	0.000187	1.80	230.28	98.55	0.38
Oued-F1	53	PF 1	413.63	101.01	104.53		104.63	0.000083	1.39	296.82	99.12	0.26
Oued-F1	52	PF 1	413.63	101.06	104.47		104.62	0.000557	1.71	242.48	95.24	0.34
Oued-F1	51	PF 1	413.63	101.71	104.42		104.61	0.000199	1.92	215.68	87.07	0.39
Oued-F1	50	PF 1	413.63	101.23	104.44		104.60	0.000146	1.77	233.43	83.73	0.34
Oued-F1	49	PF 1	413.63	101.43	104.13		104.57	0.000508	2.93	141.37	59.41	0.61
Oued-F1	48	PF 1	413.63	101.57	103.56	103.56	104.50	0.001470	4.29	96.33	51.36	1.00
Oued-F1	47	PF 1	413.63	101.08	103.28	103.45	104.44	0.002011	4.77	86.71	50.00	1.16
Oued-F1	46	PF 1	413.63	100.48	102.72	103.15	104.33	0.003429	5.61	73.73	50.00	1.48
Oued-F1	45	PF 1	413.63	100.83	102.98	103.17	104.16	0.002077	4.81	85.93	50.00	1.17
Oued-F1	44	PF 1	413.63	101.07	102.87	103.09	104.10	0.002233	4.93	83.97	50.00	1.21
Oued-F1	43	PF 1	413.63	99.97	102.60	102.94	104.02	0.002815	5.29	78.24	50.00	1.35
Oued-F1	42	PF 1	413.63	100.58	102.40	102.81	103.94	0.003176	5.48	75.41	50.00	1.43
Oued-F1	41	PF 1	413.63	100.68	103.10	102.79	103.81	0.000919	3.73	110.93	50.00	0.80
Oued-F1	40	PF 1	413.63	99.88	103.18		103.75	0.000638	3.33	124.06	50.05	0.68
Oued-F1	39	PF 1	413.63	99.71	103.22		103.71	0.000518	3.12	132.54	50.02	0.61
Oued-F1	38	PF 1	413.63	100.03	103.17		103.70	0.000562	3.20	129.25	49.93	0.64
Oued-F1	37	PF 1	413.63	100.14	103.09		103.67	0.000673	3.38	122.42	50.01	0.69
Oued-F1	36	PF 1	413.63	100.35	103.10		103.65	0.000599	3.28	126.12	49.54	0.66
Oued-F1	35	PF 1	413.63	99.59	103.16		103.60	0.000431	2.94	140.78	49.98	0.56
Oued-F1	34	PF 1	413.63	99.65	103.19		103.58	0.000359	2.78	148.59	50.00	0.52
Oued-F1	33	PF 1	413.63	99.86	103.22		103.56	0.000277	2.58	160.50	50.00	0.46
Oued-F1	32	PF 1	413.63	99.89	103.19		103.55	0.000308	2.66	155.65	50.00	0.48
Oued-F1	31	PF 1	413.63	98.85	102.90		103.51	0.000570	3.48	118.84	39.48	0.64
Oued-F1	30	PF 1	413.63	98.95	103.13		103.40	0.000198	2.32	178.33	50.08	0.39
Oued-F1	29	PF 1	413.63	99.00	103.05		103.39	0.000292	2.61	158.60	50.00	0.47
Oued-F1	28	PF 1	413.63	98.00	103.11		103.36	0.000168	2.19	189.08	49.96	0.36
Oued-F1	27	PF 1	413.63	98.04	103.11		103.35	0.000158	2.15	192.03	50.02	0.35
Oued-F1	26	PF 1	413.63	98.49	103.09		103.34	0.000171	2.21	186.97	50.04	0.37
Oued-F1	25	PF 1	413.63	98.51	103.09		103.34	0.000172	2.22	186.45	50.00	0.37
Oued-F1	24	PF 1	413.63	99.34	103.04		103.33	0.000215	2.38	173.85	50.00	0.41

Oued-F1	27	PF 1	413.63	98.04	103.11		103.35	0.000158	2.15	192.03	50.02	0.35
Oued-F1	26	PF 1	413.63	98.49	103.09		103.34	0.000171	2.21	186.97	50.04	0.37
Oued-F1	25	PF 1	413.63	98.51	103.09		103.34	0.000172	2.22	186.45	50.00	0.37
Oued-F1	24	PF 1	413.63	99.34	103.04		103.33	0.000215	2.38	173.85	50.00	0.41
Oued-F1	23	PF 1	413.63	99.32	103.05		103.32	0.000193	2.30	180.16	50.00	0.39
Oued-F1	22	PF 1	413.63	99.20	103.06		103.31	0.000165	2.18	189.33	50.00	0.36
Oued-F1	21	PF 1	413.63	99.25	103.05		103.30	0.000173	2.22	185.91	50.00	0.37
Oued-F1	20	PF 1	413.63	99.06	103.05		103.30	0.000162	2.17	190.53	50.00	0.36
Oued-F1	19	PF 1	413.63	98.81	103.07		103.28	0.000141	2.07	199.73	50.00	0.33
Oued-F1	18	PF 1	413.63	98.71	103.08		103.27	0.000113	1.93	213.79	50.00	0.30
Oued-F1	17	PF 1	413.63	98.65	103.06		103.27	0.000129	2.02	204.38	50.00	0.32
Oued-F1	16	PF 1	413.63	98.82	103.05		103.26	0.000136	2.06	200.95	49.99	0.33
Oued-F1	15	PF 1	413.63	98.55	103.06		103.26	0.000120	1.98	208.90	50.00	0.31
Oued-F1	14	PF 1	413.63	98.45	103.06		103.25	0.000113	1.95	212.54	50.00	0.30
Oued-F1	13	PF 1	413.63	98.23	103.06		103.25	0.000111	1.94	213.62	50.00	0.30
Oued-F1	12	PF 1	413.63	98.48	103.04		103.24	0.000122	1.99	207.57	50.00	0.31
Oued-F1	11	PF 1	413.63	98.07	103.05		103.24	0.000099	1.92	215.74	50.02	0.29
Oued-F1	10	PF 1	413.63	96.73	103.09		103.22	0.000052	1.57	264.89	50.87	0.22
Oued-F1	9	PF 1	413.63	96.59	103.11		103.21	0.000040	1.40	295.34	52.43	0.19
Oued-F1	8	PF 1	413.63	96.52	103.11		103.20	0.000035	1.33	311.25	54.75	0.18
Oued-F1	7	PF 1	413.63	96.78	100.97	100.97	103.01	0.001796	6.33	65.37	16.00	1.00
Oued-F1	6	PF 1	413.63	96.35	98.27	99.40	102.68	0.013159	9.30	44.49	40.02	2.82
Oued-F1	5	PF 1	413.63	95.92	97.40	98.59	102.44	0.016148	9.94	41.62	40.24	3.12
Oued-F1	4	PF 1	413.63	95.50	97.33	98.52	102.20	0.013290	9.78	42.31	36.28	2.89
Oued-F1	3	PF 1	413.63	95.16	97.46	98.61	101.77	0.008708	9.19	45.00	30.30	2.41
Oued-F1	2	PF 1	413.63	95.27	97.63	98.76	101.44	0.006348	8.64	47.90	26.40	2.05
Oued-F1	1	PF 1	413.63	95.27	96.32	97.15	101.24	0.043851	9.83	42.07	87.57	4.53

Source HEC-RAC

Tab 2 (Canal en Gabion)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Oued-F1	68	PF 1	413.63	103.02	105.99	105.70	106.82	0.005043	4.02	102.84	42.86	0.83
Oued-F1	67	PF 1	413.63	103.15	106.46		106.57	0.000521	1.49	277.50	96.70	0.28
Oued-F1	66	PF 1	413.63	102.90	106.40		106.56	0.000689	1.77	233.48	75.81	0.32
Oued-F1	65	PF 1	413.63	102.55	106.17		106.51	0.001860	2.60	158.97	59.75	0.51
Oued-F1	64	PF 1	413.63	102.49	106.04		106.46	0.001958	2.86	144.81	47.90	0.52
Oued-F1	63	PF 1	413.63	102.43	105.24	105.24	106.32	0.007610	4.60	89.97	42.03	1.00
Oued-F1	62	PF 1	413.63	102.38	104.32	104.78	106.03	0.017780	5.80	71.32	44.68	1.47
Oued-F1	60	PF 1	413.63	101.85	104.03	104.52	105.70	0.021520	5.71	72.39	55.78	1.60
Oued-F1	59	PF 1	413.63	101.50	103.49	104.04	105.35	0.030878	6.04	68.50	64.33	1.87
Oued-F1	58	PF 1	413.63	101.15	104.66	103.84	104.98	0.002071	2.51	164.98	74.62	0.54
Oued-F1	57	PF 1	413.63	100.88	104.72		104.93	0.001110	2.01	205.68	80.55	0.40
Oued-F1	56	PF 1	413.63	102.01	104.70		104.92	0.001294	2.08	199.27	83.02	0.43
Oued-F1	55	PF 1	413.63	100.89	104.74		104.89	0.000823	1.72	240.44	94.58	0.34
Oued-F1	54	PF 1	413.63	101.68	104.74		104.88	0.000706	1.62	255.67	98.55	0.32
Oued-F1	53	PF 1	413.63	101.01	104.77		104.86	0.000341	1.29	320.86	99.12	0.23
Oued-F1	52	PF 1	413.63	101.06	104.72		104.85	0.000590	1.55	266.42	95.24	0.30
Oued-F1	51	PF 1	413.63	101.71	104.68		104.83	0.000772	1.74	237.81	87.07	0.34
Oued-F1	50	PF 1	413.63	101.23	104.68		104.81	0.000597	1.63	253.36	83.73	0.30
Oued-F1	49	PF 1	413.63	101.43	104.43		104.77	0.001850	2.60	159.00	59.41	0.51
Oued-F1	48	PF 1	413.63	101.57	104.16		104.70	0.003189	3.25	127.20	51.36	0.66
Oued-F1	47	PF 1	413.63	101.08	104.08		104.62	0.003133	3.26	126.88	50.00	0.65
Oued-F1	46	PF 1	413.63	100.48	104.09		104.52	0.002185	2.91	142.23	50.00	0.55
Oued-F1	45	PF 1	413.63	100.83	103.99		104.46	0.002481	3.03	136.58	50.00	0.59
Oued-F1	44	PF 1	413.63	101.07	103.94		104.40	0.002424	3.01	137.47	50.00	0.58
Oued-F1	43	PF 1	413.63	99.97	103.91		104.33	0.002105	2.88	143.74	50.00	0.54
Oued-F1	42	PF 1	413.63	100.58	103.88		104.27	0.001868	2.77	149.25	50.00	0.51
Oued-F1	41	PF 1	413.63	100.68	103.82		104.22	0.001993	2.82	146.73	50.00	0.53
Oued-F1	40	PF 1	413.63	99.88	103.80		104.16	0.001662	2.67	155.11	50.05	0.48
Oued-F1	39	PF 1	413.63	99.71	103.78		104.12	0.001491	2.57	160.72	50.02	0.46
Oued-F1	38	PF 1	413.63	100.03	103.72		104.08	0.001624	2.64	156.51	49.93	0.48
Oued-F1	37	PF 1	413.63	100.14	103.64		104.03	0.001874	2.76	149.83	50.01	0.51
Oued-F1	36	PF 1	413.63	100.35	103.60		103.98	0.001799	2.74	150.84	49.54	0.50
Oued-F1	35	PF 1	413.63	99.59	103.60		103.93	0.001452	2.55	162.47	49.98	0.45
Oued-F1	34	PF 1	413.63	99.65	103.58		103.89	0.001283	2.46	168.40	50.00	0.43
Oued-F1	33	PF 1	413.63	99.86	103.58		103.85	0.001051	2.32	178.60	50.00	0.39
Oued-F1	32	PF 1	413.63	99.89	103.54		103.83	0.001168	2.39	173.10	50.00	0.41
Oued-F1	31	PF 1	413.63	98.85	103.30		103.78	0.002048	3.07	134.63	39.48	0.53
Oued-F1	30	PF 1	413.63	98.95	103.44		103.68	0.000806	2.13	194.07	50.08	0.35
Oued-F1	29	PF 1	413.63	99.00	103.36		103.65	0.001148	2.37	174.41	50.00	0.41
Oued-F1	28	PF 1	413.63	98.00	103.39		103.60	0.000715	2.04	203.06	49.96	0.32
Oued-F1	27	PF 1	413.63	98.04	103.38		103.58	0.000683	2.02	205.27	50.02	0.32
Oued-F1	26	PF 1	413.63	98.49	103.35		103.57	0.000743	2.07	199.58	50.04	0.33
Oued-F1	25	PF 1	413.63	98.51	103.32		103.55	0.000756	2.09	198.24	50.00	0.33
Oued-F1	24	PF 1	413.63	99.34	103.27		103.52	0.000940	2.23	185.11	50.00	0.37

Oued-F1	27	PF 1	413.63	98.04	103.38		103.58	0.000683	2.02	205.27	50.02	0.32
Oued-F1	26	PF 1	413.63	98.49	103.35		103.57	0.000743	2.07	199.58	50.04	0.33
Oued-F1	25	PF 1	413.63	98.51	103.32		103.55	0.000756	2.09	198.24	50.00	0.33
Oued-F1	24	PF 1	413.63	99.34	103.27		103.52	0.000940	2.23	185.11	50.00	0.37
Oued-F1	23	PF 1	413.63	99.32	103.25		103.50	0.000864	2.17	190.32	50.00	0.36
Oued-F1	22	PF 1	413.63	99.20	103.25		103.47	0.000756	2.08	198.49	50.00	0.33
Oued-F1	21	PF 1	413.63	99.25	103.22		103.45	0.000803	2.13	194.28	50.00	0.34
Oued-F1	20	PF 1	413.63	99.06	103.20		103.43	0.000764	2.09	198.00	50.00	0.34
Oued-F1	19	PF 1	413.63	98.81	103.20		103.40	0.000675	2.00	206.35	50.00	0.32
Oued-F1	18	PF 1	413.63	98.71	103.20		103.38	0.000552	1.88	219.68	50.00	0.29
Oued-F1	17	PF 1	413.63	98.65	103.17		103.36	0.000632	1.97	209.70	50.00	0.31
Oued-F1	16	PF 1	413.63	98.82	103.14		103.35	0.000673	2.01	205.56	49.99	0.32
Oued-F1	15	PF 1	413.63	98.55	103.13		103.33	0.000602	1.94	212.79	50.00	0.30
Oued-F1	14	PF 1	413.63	98.45	103.12		103.31	0.000573	1.92	215.81	50.00	0.29
Oued-F1	13	PF 1	413.63	98.23	103.11		103.30	0.000569	1.91	216.30	50.00	0.29
Oued-F1	12	PF 1	413.63	98.48	103.08		103.28	0.000628	1.97	209.64	50.00	0.31
Oued-F1	11	PF 1	413.63	98.07	103.08		103.26	0.000513	1.91	217.21	50.02	0.29
Oued-F1	10	PF 1	413.63	96.73	103.11		103.24	0.000276	1.57	265.97	50.87	0.22
Oued-F1	9	PF 1	413.63	96.59	103.12		103.22	0.000214	1.40	296.19	52.43	0.19
Oued-F1	8	PF 1	413.63	96.52	103.13		103.22	0.000184	1.33	311.90	54.75	0.18
Oued-F1	7	PF 1	413.63	96.78	100.97	100.97	103.01	0.009566	6.33	65.37	16.00	1.00
Oued-F1	6	PF 1	413.63	96.35	98.32	99.40	102.32	0.060169	8.86	46.70	40.28	2.63
Oued-F1	5	PF 1	413.63	95.92	100.09	98.59	100.37	0.001125	2.36	175.13	52.95	0.41
Oued-F1	4	PF 1	413.63	95.50	100.05		100.35	0.001155	2.46	168.25	48.27	0.42
Oued-F1	3	PF 1	413.63	95.16	99.85		100.31	0.001817	2.98	138.99	40.29	0.51
Oued-F1	2	PF 1	413.63	95.27	98.76	98.76	100.13	0.007550	5.19	79.76	29.15	1.00
Oued-F1	1	PF 1	413.63	95.27	96.41	97.15	99.81	0.127603	8.16	50.66	88.44	3.44

Source HEC-RAC