

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET:

**AMENAGEMENT D'OUED EL HAMIZ DU PONT DE
HAMADI (CW 149) JUSQU'A SON EMBOUCHURE
(W.ALGER)**

PRESENTE PAR :

BENGHOUBA Abdeslam

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. A.AMMARI	M.C.B	Président
Mme. S.BELABES	M.A.A	Membre
Mr. A.MERABTI	Doctorant	Membre
Mr. A.BOUFEKANE	M.A.A	Membre
Mr. M.BOUKHELIFA	M.A.B	Promoteur

Session : Septembre 2015

Remerciements

Au terme de ce travail je remercie le bon dieu qui m'a donné la force et la sagesse de mener ce travail à son achèvement.

Mon respect au président et aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier et de corriger mon travail.

Une grande reconnaissance envers mon promoteur Mr MUSTAPHA BOUKHELIFA, pour sa disponibilité, ses judicieux conseils ainsi que sa confiance en mon travail, merci Monsieur.

A tous le corps enseignant et le personnel de l'ENSH qui veillent sur notre bonne formation.

Aux gens de la (DRE d'Alger)

A tous mes amis de l'ENSH surtout Idris, Hachimi, Ali et Ali, Salem, Mohamed, Sihem, Kenza et Hanane ainsi que toutes les personnes qui m'ont aidé dans l'élaboration de ce mémoire.

Merci

Abdeslam BENGHOUBA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et respect :

A mes parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard

A toute la famille BENGHOUBA

A ma tante Samia pour son soutien moral et encouragement

A toute la promotion hydraulique et EPSTT surtout Idris, L'Hachimi, Hamide,

Hakim.

A tout mes enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.

Abdeslam

ملخص

Résumé

Abstract

ملخص

الهدف من هذه الدراسة يتمثل في حماية المناطق المحاذية لواد الحمير بولاية الجزائر من الفيضانات التي تحدث في كل عام خسائر بشرية ومادية. وفي هذا الإطار، قمنا بدراسة هيدرولوجية باستعمال HEC-HMS، بغية تقدير التدفقات التي بإمكانها أن تمس المناطق المعنية بالدراسة.

وللحد من الظاهرة، قمنا بوضع خريطة للمناطق الفيضية باستعمال برنامج RAS MAPPER و AutoCAD Civil 3D، ثم اقترحنا مجموعة من التدابير اللازمة لتهيئة واد الحمير.

انطلاقاً من دراسة تقنية اقتصادية، قمنا بإعادة رسم المقطع العرضي لمجرى الوادي بالطريقة التي تسمح بإخلاء مياه الفيضانات بدون أخطار.

Résumé

Le but de cette étude est de protéger les zones avoisinantes d'oued El Hamiz dans la wilaya d'Alger des inondations qui causent chaque année des pertes humaines et matérielles. Dans ce contexte, nous avons élaboré une étude hydrologique en utilisant HEC-HMS afin d'estimer les débits qui peuvent affecter les zones concernées par l'étude.

Pour réduire le phénomène, nous avons élaboré à l'aide de RAS MAPPER et AutoCAD Civil 3D une carte des zones inondables. Ensuite, on a proposé un ensemble de mesures pour l'aménagement d'oued El Hamiz.

Sur la base d'une étude technico-économique, nous avons fait un reprofilage de la section du cours d'eau de manière à évacuer les eaux de la crue sans dangers.

Abstract

The purpose of this study is to protect the areas adjacent to wadi El Hamiz in Algiers province against floods which induce each year human and material losses. In this context, we performed a hydrological study using HEC-HMS to estimate the flows that can affect the areas concerned by the study. To reduce the phenomenon, we elaborated with the aid of RAS MAPPER and AutoCAD Civil 3D a flood map. Then, we proposed a set of measures for wadi El Hamiz adjustment. On the basis of a technical and economic study, we made a reprofiling of the section of the river so as to evacuate the flood waters without dangers.

Table des matières

Table des matières

Remerciement.....	2
Dédicace.....	3
Résumé.....	5
Table des matières.....	7
Introduction générale.....	19

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....22

Introduction 23

1. Données naturelles de la zone d'étude :	23
1.1. Situation géographique.....	23
1.2. Géologie de la région	25
1.3. Climat de la région	26
1.4. Sismicité de la zone d'étude	27
1.5. Aspect d'érosion dans le bassin versant	27
1.6. Ouvrages traversant oued El Hamiz	27
2. Présentation du bassin versant d'oued El Hamiz	28
2.1. Morphologie du bassin versant.....	28
2.2. Le chevelu hydrographique	28
2.3. Caractéristiques d'occupation du sol	28
2.4. Caractéristiques de forme du bassin versant	31
2.4.1. Indice de compacité de Gravelius K_c	31
2.4.2. Rectangle équivalent	31
2.4.3. Courbe hypsométrique	32
2.4.4. Altitude moyenne	33
2.4.5. Pente moyenne du bassin versant.....	33
2.4.6. Indice de pente globale.....	34
2.4.7. Dénivelée spécifique	35
2.4.8. Densité de drainage	35
2.4.9. Temps de concentration.....	35

Conclusion..... 37

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières.....38

Introduction 39

1. Analyse des données pluviométriques.....	39
1.1 Identification des stations pluviométriques	39
1.2 Etude des pluies maximales journalières.....	41
1.2.1 Homogénéisation de la série des pluies annuelles.....	43
1.2.2 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières	44
1.2.3 Ajustement des pluies maximales journalières.....	44
1.2.4.1 Ajustement à la loi de Galton (Log-Normale).....	44

1.2.4.2	Ajustement à la loi de Gumbel	46
1.2.4.3	Ajustement à la loi de GEV (Distribution des valeurs extrêmes généralisées)	47
1.2.4	Qualité de l'ajustement.....	48
1.2.4.1	Le test d'adéquation	49
1.2.4.2	Le test visuel.....	49
2.	Pluies de courte durée.....	49
2.1	Les courbes IDF : (courbe intensité - Durée - Fréquence)	52
Conclusion.....		53

Chapitre III : Estimation des débits de crue des cours d'eau.....54

Introduction		55
1.	Identification des sous bassins versants	55
2.	Influence du barrage El Hamiz.....	56
3.	Calcul du débit de crue.....	58
3.1	La méthode des formules empiriques.....	58
3.1.1	Formule de Mallet-Gauthier	58
3.1.2	Formule de Turazza.....	59
3.1.3	Formule de Sokolovsky.....	59
3.2	La méthode SCS-CN.....	60
3.2.1	Le temps de réponse (Lag).....	63
3.2.2	Calcul de CN	63
3.2.3	Laminage de la crue du barrage El Hamiz	63
3.2.4	Outil de simulation HEC HMS.....	64
3.2.5	Les résultats de la simulation	65
3.3	Choix de la méthode de calcul.....	68
3.4	Interprétation des résultats.....	68
Conclusion.....		69

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés.....70

Introduction		71
1.	Description générale.....	71
1.1	Description des tronçons de l'oued	72
1.1	TR 1 (1700 m) : entre la mer et le pont de la RN 24	72
1.2	TR 2 (1900 m) : entre la RN 24 et la confluence avec l'oued Bouréah	73
1.3	TR 3 (3600 m) : entre l'oued Bouréah et la RN5	73
1.4	TR 4 (1900 m) : entre le pont de la RN5 et l'A61	74
1.5	TR 5 (2200 m) : entre le pont de l'A61 et l'amont de l'aéroport	74
1.6	TR 6 (3100 m) : entre l'amont de l'aéroport et le pont de Hammadi (CW 149).....	74

1.2	Caractéristiques morphologiques du cours d'eau.....	75
2.	Ecoulement dans les canaux.....	75
2.1	Les types d'écoulement.....	75
2.2	Les régimes d'écoulement.....	76
2.3	Dimensionnement des canaux.....	76
3.	Choix du model de modélisation.....	77
4.	Le mode de calcul HEC-RAS.....	78
4.1	Introduction au logiciel.....	78
4.2	Banque de données nécessaire à l'application de HEC-RAS.....	79
4.2.1	Les données géométriques.....	79
4.2.2	Estimation de la rugosité n de Manning.....	79
4.2.3	Les données de débits.....	82
4.3	Simulation de l'oued El Hamiz à son état naturel.....	82
4.3.1	Les résultats de la simulation.....	82
5.	Les zones inondables.....	88
Conclusion.....		95
Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement.....		96
Introduction.....		97
1	Tronçon 6.....	97
1.1	Variantes à évacuation rapide.....	97
1.1.1	Canal trapézoïdale en béton.....	97
1.1.1.1	La pente du projet.....	98
1.1.1.2	Le coefficient de rugosité.....	98
1.1.1.3	Dimensionnement.....	98
1.1.1.4	Marge de sécurité dans les canaux.....	98
1.1.1.5	Les paramètres d'écoulement.....	98
1.1.1.6	Estimation de coût de la variante (canal en béton).....	100
1.1.2	Recalibrage à une section double trapèze.....	100
1.1.2.1	Le coefficient de rugosité.....	100
1.1.2.2	Dimensionnement.....	100
1.1.2.3	Les paramètres d'écoulement.....	101
1.1.2.4	Estimation de coût de la variante (double trapèze).....	102
1.1.3	Gabionnage du cours d'eau.....	102
1.1.3.1	Le coefficient de rugosité.....	103
1.1.3.2	Dimensionnement.....	103
1.1.3.3	Les paramètres d'écoulement.....	103
1.1.3.4	Estimation de coût de la variante (Gabion).....	104

1.2	Variante avec bassin de retenu	104
1.2.1	Description de la variante	104
1.2.2	Géométrie de la variante.....	105
1.2.3	Volume de la retenu	106
1.2.4	Estimation du coût de la variante	106
2	Tronçon 5	107
3	Tronçon 4	107
3.1	Variante sans bassin de retenu.....	107
3.1.1	La pente du projet.....	107
3.1.2	Dimensionnement.....	107
3.1.3	Les paramètres d'écoulement	107
3.1.4	Estimation du coût de la variante (sans rétention).....	109
3.2	Variante avec rétention.....	109
4.1.1	Le coefficient de rugosité	109
4.1.2	Dimensionnement.....	109
4.1.3	Les paramètres d'écoulement	109
4.1.4	Estimation de coût de la variante (Gabion)	111
4	Tronçon 3	111
4.1	Variante avec rétention en amont de l'aéroport.....	111
4.1.1	La pente du projet.....	111
4.1.2	Le coefficient de rugosité	111
4.1.3	Dimensionnement.....	111
4.1.4	Les paramètres d'écoulement	112
4.1.5	Estimation de coût de la variante (Gabion)	113
4.2	Variante sans rétention en amont de l'aéroport	113
4.2.1	Canal trapézoïdal en béton	113
4.2.1.1	La pente du projet.....	113
4.2.1.2	Dimensionnement.....	113
4.2.1.3	Les paramètres d'écoulement	113
4.2.1.4	Estimation du coût de la variante	115
4.2.2	Canal en double trapèze.....	115
4.2.2.1	Dimensionnement.....	115
4.2.2.2	Les paramètres d'écoulement	115
4.2.2.3	Devis de la deuxième variante.....	117
4.2.3	Le gabionnage	117
4.2.3.1	La pente du projet.....	117
4.2.3.2	Le coefficient de rugosité	117
4.2.3.3	Dimensionnement.....	117
4.2.3.4	Les paramètres d'écoulement	117
4.2.3.5	Estimation de coût de la variante (Gabion)	119
5	Tronçon 2 et 1.....	119
5.1	Variante sans rétention	119

5.1.1	La pente du projet.....	119
5.1.2	Dimensionnement.....	119
5.1.3	Les paramètres d'écoulement.....	119
5.1.4	Estimation du coût de la variante (sans rétention).....	121
5.2	Variante avec rétention.....	121
5.2.1	La pente du projet.....	121
5.2.2	Dimensionnement.....	121
5.2.3	Les paramètres d'écoulement.....	121
5.2.4	Estimation du coût de la variante (avec rétention).....	123
6	Estimation global du coût de projet.....	123
7	Choix de la variante d'aménagement.....	123
7.1	Critères d'évaluation.....	123
7.2	La variante choisit.....	124
8	Ecoulement au dessous des ponts.....	125
Conclusion.....		128
Chapitre VI : ODC et estimation quantitative et financière du projet.....		129
Introduction.....		130
1.	Devis quantitatif et estimatif du projet.....	130
2.	Installations du chantier.....	132
2.1	Installations destinées au personnel.....	132
2.2	Installations destinées au stockage des matériaux.....	132
2.3	Installations destinées à la réparation des engins.....	132
2.4	La préfabrication.....	132
3.	Succession des opérations du chantier.....	133
4.	Technologie des principaux travaux.....	133
5.	La Planification.....	133
5.1	Techniques de planification.....	134
5.1.1	Méthodes basées sur le réseau.....	134
5.1.2	Méthodes basées sur le graphique.....	135
5.2	Les étapes de la planification.....	136
5.3	Estimation des durées.....	136
5.4	Choix de la méthode de calcul.....	137
5.4.1	Les paramètres de la méthode C.P.M.....	137
5.4.2	Chemin critique (C.C).....	137
5.4.3	Le diagramme de Gantt.....	138
Conclusion.....		142
Conclusion générale.....		144

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES PLANCHES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Données climatiques observées à la station de Dar El Beida (1975-2010).....	26
Tableau I.2 : caractéristiques d’occupation du sol du bassin versant.....	29
Tableau I.3 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d’altitude.....	32
Tableau I.4 : Longueur des courbes de niveau.....	34
Tableau I.5 : Classes du relief (Bonnard et Gardel, 1996)	34
Tableau I.6 : Temps de concentration pour les différentes formules.....	36
Tableau I.7 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	37
Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique Dar El Beida (ONM Alger)	41
Tableau II.2 : Identification des stations pluviométriques (ANRH Alger)	41
Tableau II.3 : Série des pluies maximales journalières.....	42
Tableau II.4 : Homogénéisation de la série des pluies annuelles.....	43
Tableau II.5 : Résultats de calcul de l’homogénéisation.....	44
Tableau II.6 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.....	44
Tableau II.7 : Résultats d’ajustement à la loi de Galton.....	45
Tableau II.8 : Résultats d’ajustement à la loi de Gumbel.....	47
Tableau II.9 : Résultats d’ajustement à la loi de GEV.....	48
Tableau II.10 : Résultats du test d’adéquation de Khi2.....	49
Tableau II.11 : Pluies et intensité maximales de durée t et de période de retour T.....	51
Tableau III.1 : Caractéristiques des SBV.....	56
Tableau III.2 : Caractéristiques du barrage Hamiz.....	57
Tableau III.3 : Inventaire des crues au barrage Hamiz.....	58
Tableau III.4 : Valeurs de coefficient de ruissellement C.....	59
Tableau III.5 : Débit de crue pour différentes périodes de retour.....	60
Tableau III.6 : Le temps de réponse pour les différents SBV.....	63
Tableau III.7 : Les valeurs de CN.....	63
Tableau III.8 : Le débit de pointe pour chaque sous bassin.....	65
Tableau III.9 : Laminage de la crue au niveau du barrage El Hamiz.....	66
Tableau III.10 : Débit de crue à l’exutoire.....	67
Tableau IV.1 : Les valeurs estimées pour les différents coefficients.....	81
Tableau IV.2 : Le coefficient de Manning n pour chaque tronçon.....	82
Tableau IV.3 : Débit de crue des différents tronçons	82
Tableau IV.4 : Résultats de simulation du tronçon 1.....	87
Tableau V.1 : Paramètres d’écoulement de la variante (canal en béton)	99
Tableau V.2 : Devis de la variante (canal en béton)	100
Tableau V.3 : Dimension du canal en double trapèze.....	100
Tableau V.4 : Paramètres d’écoulement de la variante (double trapèze)	101
Tableau V.5 : Devis de la variante (double trapèze)	102
Tableau V.6 : Paramètres d’écoulement de la variante (Gabion)	103
Tableau V.7 : Devis de la variante (Gabion)	104
Tableau V.8 : Paramètres d’écoulement de la variante (canal en béton)	108
Tableau V.9 : Devis de la variante (Canal en béton)	109
Tableau V.10 : Paramètres d’écoulement de la variante Gabion.....	110

Tableau V.11 : Devis de la variante (Gabion)	111
Tableau V.12 : Paramètres d'écoulement de la variante (Gabion)	112
Tableau V.13 : Devis de la variante (Gabion)	113
Tableau V.14 : Paramètres d'écoulement de la variante (canal en béton)	114
Tableau V.15 : Devis de la variante (Canal en béton)	115
Tableau V.16 : Dimensions du canal en double trapèze.....	115
Tableau V.17 : Paramètres d'écoulement de la variante (double trapèze)	116
Tableau V.18 : Devis de la variante (double trapèze)	117
Tableau V.19 : Paramètres d'écoulement de la variante (Gabion)	118
Tableau V.20 : Devis de la variante (Gabion)	119
Tableau V.21 : Paramètres d'écoulement de la variante sans rétention (canal en béton)	120
Tableau V.22 : Devis de la variante sans rétention (canal en béton)	121
Tableau V.23 : Paramètres d'écoulement de la variante avec rétention (canal en béton)	122
Tableau V.24 : Devis de la variante avec rétention (canal en béton)	123
Tableau V.25 : Estimation financière du projet.....	123
Tableau V.26 : Les différents aménagements retenus.....	124
Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif du projet.....	131
Tableau VI.2 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM.....	139

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation de la zone d'étude.....	24
Figure I.2 : Esquisse géologique de la zone d'étude.....	25
Figure I.3 : Réseau hydrographique et d'occupation du sol du bassin versant.....	30
Figure I.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant El Hamiz.....	33
Figure II.1 : Localisation des stations pluviométriques.....	40
Figure II.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	46
Figure II.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	47
Figure II.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.....	48
Figure II.5 : Courbe de pluie de courte durée.....	52
Figure II.6 : Pluie de courte durée à l'aide du modèle d'ANRH.....	52
Figure II.7 : Courbe IDF.....	53
Figure III.1 : Délimitation des sous bassins versant.....	55
Figure III.2 : Le barrage El Hamiz.....	56
Figure III.3 : Courbes capacité-hauteur et capacité-surface du barrage.....	64
Figure III.4 : Hydrogramme de crue du BV 1.....	66
Figure III.5 : Laminage de la crue au niveau du barrage El Hamiz.....	67
Figure III.6 : Hydrogramme de crue à l'exutoire.....	68
Figure IV.1 : Les différents tronçons du cours d'eau.....	72
Figure IV.2 : Etat du tronçon 1.....	73
Figure IV.3 : Etat du tronçon 2.....	73
Figure IV.4 : Etat du tronçon 3.....	73
Figure IV.5 : Etat du tronçon 4.....	74
Figure IV.6 : Etat du tronçon 5.....	74
Figure IV.7 : Etat du tronçon 6.....	74
Figure IV.8 : Définition des sections en travers sur AutoCAD Civil 3D.....	79
Figure IV.9 : Profil de la hauteur d'eau au passage de la crue.....	83
Figure IV.10 : Profil en travers du tronçon 6 au passage d'une crue centennale.....	84
Figure IV.11 : Profil en travers du tronçon 5 au passage d'une crue centennale.....	84
Figure IV.12 : Profil en travers du tronçon 4 au passage d'une crue centennale.....	85
Figure IV.13 : Profil en travers du tronçon 3 au passage d'une crue centennale.....	85
Figure IV.14 : Profil en travers du tronçon 2 au passage d'une crue centennale.....	86
Figure IV.15 : Profil en travers du tronçon 1 au passage d'une crue centennale.....	86
Figure IV.16 : Les zones inondables du TR1.....	88
Figure IV.17 : Les zones inondables du TR2.....	89
Figure IV.18 : Les zones inondables du TR3 P1.....	90
Figure IV.19 : Les zones inondables du TR3 P2.....	91
Figure IV.20 : Les zones inondables du TR4.....	92
Figure IV.22 : Les zones inondables du TR6 P1.....	93
Figure IV.23 : Les zones inondables du TR6 P2.....	94

Figure V.1 : Section transversal du tronçon 6 (trapèze en béton)	99
Figure V.2 : Section transversal du tronçon 6(double trapèze)	102
Figure V.3 : Section transversal du tronçon 6(Gabion)	104
Figure V.4 : Principe du casier de rétention de la Variante 2.....	105
Figure V.5 : Section transversal du tronçon 4 (Canal en béton)	108
Figure V.6 : Section transversal du tronçon 4(Gabion)	110
Figure V.7 : Section transversal du tronçon 3(Gabion)	112
Figure V.8 : Section transversal du tronçon 3 (Canal en béton)	114
Figure V.9 : Section transversal du tronçon 3 (double trapèze)	116
Figure V.10 : Section transversal du tronçon 3(Gabion)	118
Figure V.11 : Section transversal des tronçons 2 et 1 (trapèze en béton)	120
Figure V.12 : Section transversal des tronçons 2 et 1 (trapèze en béton)	122
Figure V.13 : Ecoulement au dessous du pont RN24 et tramway	125
Figure V.14 : Ecoulement au dessous du pont El Hamiz.....	125
Figure V.15 : Ecoulement au dessous du pont de la voie ferrée	126
Figure V.16 : Ecoulement au dessous du pont de l'autoroute.....	126
Figure V.17 : Ecoulement au dessous du pont de l'aéroport.....	126
Figure V.18 : Ecoulement au dessous du pont de Hammadi.....	127
Figure VI.1 : Le réseau à nœud.....	140
Figure VI.2 : Diagramme de GANTT.....	141

LISTE DES PLANCHES

Délimitation des zones inondables des tronçons 1 et 2.....1/5

Vue en plan des aménagements de protection contre les inondations.....2/5

Profil en long d'oued El Hamiz du PK 750 à PK 1800.....3/5

Profil en travers du cours d'eau aménagé TR 1 et 3.....4/5

Profil en travers du cours d'eau aménagé TR 4 et 6.....5/5

Introduction générale

Introduction générale

L'inondation est un fléau naturel, l'un des plus récurrents dans le monde et qui affecte de nombreuses populations. Cette fréquence est notamment liée à la multiplicité des causes qui peuvent provoquer une inondation. Quant aux conséquences, les dommages causés par ce fléau ne sont jamais moindres.

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Si par le passé ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains, où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables.

Les aménagements des cours d'eau voient le jour de plus en plus en Algérie à cause de la fréquence des inondations. Les pertes humaines et matérielles ont massivement augmentées chaque année, ceci n'est pas forcément dû à une occurrence ou une intensité plus grande des crues, mais à la croissance du facteur vulnérabilité.

Oued El Hamiz est l'un des plus grand cours d'eau en Algérie. Il a connu ces dernières années une augmentation intense de la densité d'habitation au niveau des deux rives, ce qui a augmenté sa vulnérabilité vis-à-vis les débordements.

L'objectif de notre étude est d'aménager l'oued El Hamiz dans le cadre de la protection des zones avoisinantes contre les risques des crues en envisageant le plan de travail suivant :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières.

Chapitre III : Estimation des débits de crues des cours d'eau.

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagements pour la protection contre les inondations.

Chapitre VI : Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**Introduction**

La description du fonctionnement d'oued El Hamiz impose une étude non seulement de la zone concernée par l'aménagement mais sur tout le bassin versant qui draine les eaux vers l'exutoire du cours d'eau.

L'oued El Hamiz fait suite à l'oued l'Arbatache, ce dernier, régularisé par le barrage d'El Hamiz, prend ses sources dans le massif de l'Atlas Blidéen à 1139 m d'altitude sur le versant sud, il sort du massif en amont de l'Arbatache (aval du barrage) et coule ensuite vers le nord dans la plaine de la Mitidja-est jusqu'à la mer.

La plaine de la Mitidja-Est est une plaine qui couvre une assez grande superficie, sa largeur moyenne est de 20 Km. Elle est répartie entre les wilayas d'Alger et celle de Boumerdes. Elle est limitée au sud par les piémonts de la chaîne montagneuse de l'Atlas de Blida et au Nord par le Sahel, bande accidenté de quelques kilomètres de large qui borde la mer méditerranée et sur laquelle se situe la ville d'Alger.

La zone d'étude est représentée par le bassin versant d'oued El Hamiz qui couvre une superficie d'environ 320 Km², jusqu'à son embouchure près de Bordj El Bahri.

1. Données naturelles de la zone d'étude :**1.1. Situation géographique**

La partie de l'oued El Hamiz concernée par l'étude s'étend du pont de Hamadi jusqu'à l'embouchure sur la baie d'Alger. Elle se situe à l'est de la capitale d'Alger et traverse les communes suivantes :

- Wilaya d'Alger : Bordj el Bahri, Bordj El Kiffan, Dar El Beida, Rouiba.
- Wilaya de Boumerdes : Hammadi.

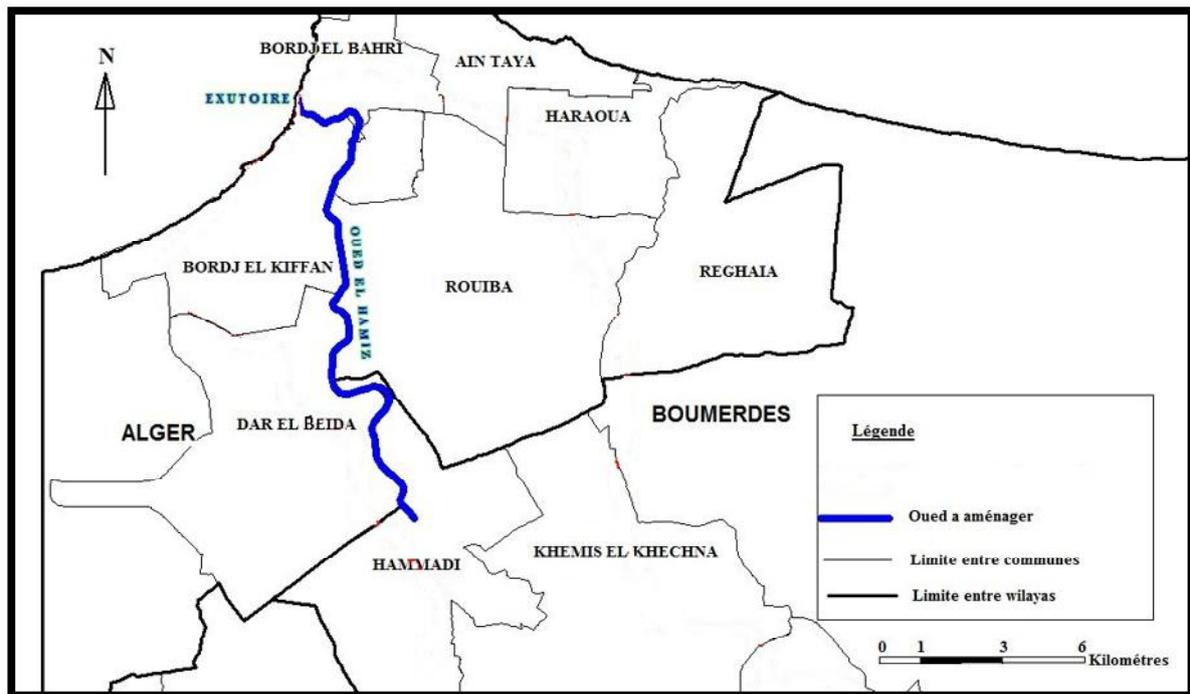


Figure I.1 : Situation de la zone d'étude

- Présentation des différentes communes regroupées dans la région d'étude :

A/ Commune de Hammadi

La commune de Hammadi, s'identifie globalement à la plaine de la Mitidja orientale, elle est située à l'Ouest de la wilaya de Boumerdes et limitrophe avec la wilaya d'Alger.

Elle est limitée au Nord par la commune de Rouiba (wilaya d'Alger), au Sud par la commune de Meftah (wilaya de Blida), à l'est par la commune de Khemis El-Khechna, à l'Ouest par la commune de Dar El-Beida (wilaya d'Alger).

B/Commune de Dar El Beida

Dar El Beida est une commune située à 14 kilomètres au sud-est d'Alger. C'est un chef-lieu de daïra. Elle est distinguée par La localisation du plus grand aéroport d'Algérie, Houari Boumediene.

La population de Dar El Beida selon le recensement de 2008 est de 80033 habitants.

C/Commune de Rouiba

La commune de Rouiba, située à 25 km à l'est d'Alger, doit sa célébrité à sa zone industrielle qui s'étale sur une superficie de 1000 ha.

La population de Rouiba selon le recensement de 2008 est de 61984 habitants avec un taux d'accroissement de 2,2 %.

D/ Commune de Bordj El Kiffan (ex-Fort De L'Eau)

Bordj El Kiffan est une commune côtière située à l'est de la wilaya d'Alger. Sa superficie est de 21,69 km²

La population de Bordj El Bahri selon le recensement de 2008 est de 151 950 habitants.

E/Commune de Bordj El Bahri

Bordj El Bahri est une commune côtière située à 20 km à l'est d'Alger. Elle est située sur la rive est de la baie d'Alger, à l'embouchure de oued El Hamiz.

Entourée donc à l'Ouest par la Méditerranée, à l'est par Ain Taya, au nord par El Marsa et au sud par Bordj el Kiffan.

Bordj El Bahri est une ville agricole (65% de son territoire) et touristique (8 km de plage). Sa population selon le recensement de 2008 est de 52816 habitants.

1.2. Géologie de la région

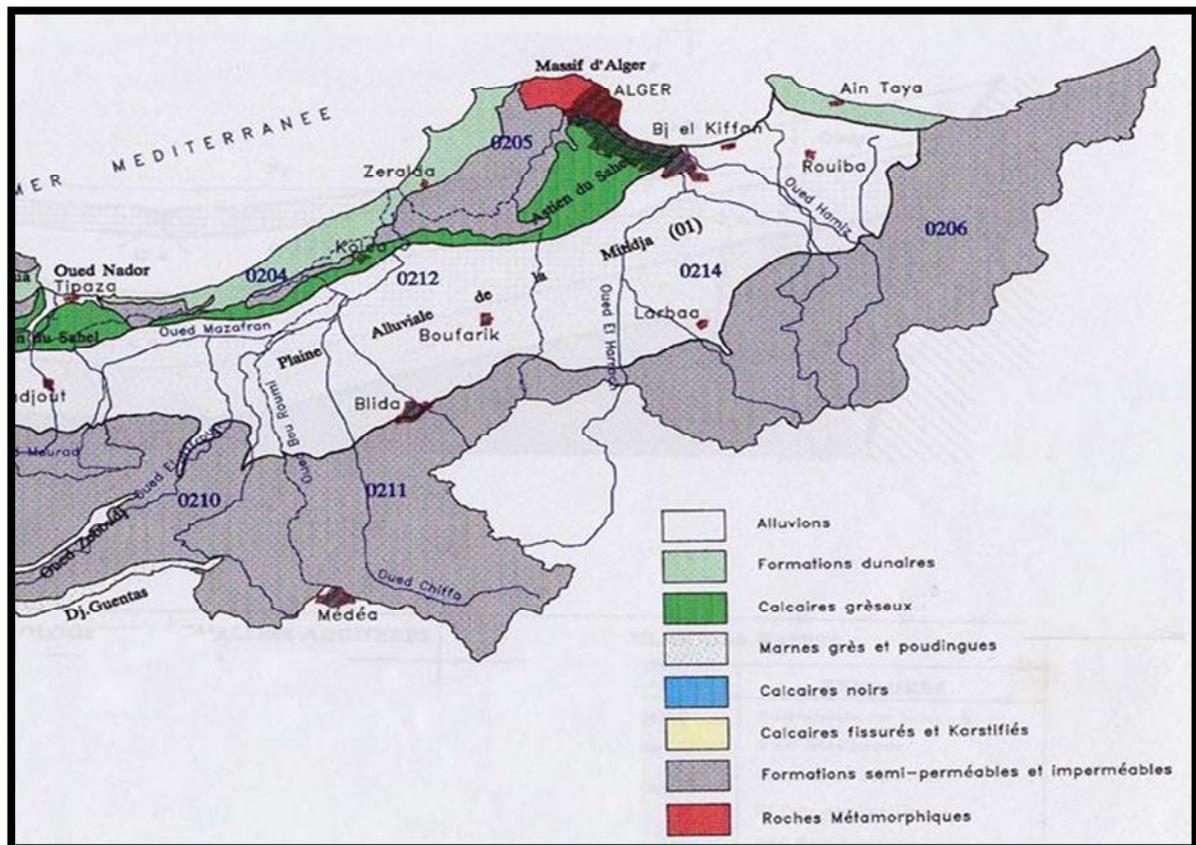


Figure I.2 : Esquisse géologique de la zone d'étude

La zone d'étude est située dans la plaine de la Mitidja, elle est sous forme d'un synclinal néogène de dépôts fins du miocène et du plio-quatenaire. C'est une formation géologique qui est passée par un plissement puis un remblaiement.

A la fin du Pliocène, les formations marneuses, gréseuses et argileuses de l'Astien se sont déposées. Cet ensemble a subi un léger plissement à la fin du Pliocène en entraînant l'isolement du bassin de la Mitidja de la mer.

Cette aire de pénéplaine forme une dépression en affaissement permanent depuis le Miocène.

La série sédimentaire du bassin de la Mitidja s'étend du Jurassique au Miocène jusqu'au quaternaire.

1.3. Climat de la région

La région étudiée bénéficie d'un climat méditerranéen caractérisé par une saison pluvieuse allant de septembre à mai avec un maximum de pluviométrie aux mois d'octobre, novembre, décembre et janvier, et une saison sèche et ensoleillée.

Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à la station climatologique de Dar El Beida, située dans la zone d'étude au Sud-est de Bordj El Kiffan à environ 6 Km et à une altitude de 24 m dont les coordonnées géographiques sont:

Latitude = 36°43 N et

Longitude = 03°15 E.

Les différentes caractéristiques météorologiques de la région sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Données climatiques observées à la station de Dar El Beida (1975-2010)

Moyenne mensuelle	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Précipitation (mm)	28	65	103	94	79	74	53	58	46	7	4	13
Température (°C)	23.3	19.9	15.0	12.1	10.9	11.3	13.3	15.1	18.9	22.8	25.5	26.2
Vitesse du vent (m/s)	2.5	2.1	2.4	2.5	2.3	2.4	2.4	2.8	2.7	2.9	2.8	2.6
Humidité relative (%)	71	74	78	80	82	79	80	78	77	73	73	72
Evaporation sous abris (mm)	105	80	66	55	55	49	65	78	84	106	122	127
Ensoleillement (heures)	251	224	174	156	177	182	230	241	265	307	330	306

1.4. Sismicité de la zone d'étude

Le nord de l'Algérie (Tell) fait partie d'une zone sismique très active, elle s'inscrit dans un contexte de limites de plaques. La plaque africaine converge vers la plaque eurasiennne en direction du nord-nord-ouest à une vitesse d'environ 6 mm par an, créant une zone d'intense déformation tectonique. Donc la région d'étude est une zone tectonique très complexe à vulnérabilité sismique naturelle élevée, appelée à connaître d'autres séismes d'importance variable, comme elle peut subir l'effet d'autres séismes survenus ailleurs en méditerranée.

1.5. Aspect d'érosion dans le bassin versant

Le bassin versant de l'oued El Hamiz montre la présence de sédiments uniformément résistant, le ruissellement et l'érosion commence sur les faibles pentes (1%) et augmente avec celle-ci. Par conséquent, plus elle est longue, plus le ruissellement s'accumule, prend de la vitesse et de l'énergie et plus l'érosion s'intensifie.

Les manifestations de l'érosion dans le bassin versant de l'oued El Hamiz sont extrêmement variée et dépend des roche sous-jacentes, des pentes, du degré de cohésion des sols, ainsi que de l'importance de la dégradation du couvert végétal.

1.6. Ouvrages traversant oued El Hamiz

Les principaux ouvrages répertoriés sur le terrain, de l'amont vers l'aval, traversant oued El Hamiz sont les suivants :

- Pont Hammadi (CW149)
- Pont de l'aéroport
- Autoroute (A61)
- Pont de l'ancienne route Alger-Rouiba
- Pont de la voie ferrée Alger-Constantine
- Pont de Hamiz (RN5)
- Pont mixte pour tramway et véhicule (élargissement de la RN24)
- Pont de la RN24

2. Présentation du bassin versant d'oued El Hamiz

2.1. Morphologie du bassin versant

Le sous bassin versant d'oued El Hamiz constitue d'une unité hydrologique du bassin versant d'El Harrach-Hamiz. Ce dernier occupe la partie orientale de la plaine de la Mitidja, principale plaine côtière de l'Algérois.

L'Atlas Blidéen et le Sahel algérois sont les deux entités géomorphologiques le délimitant vers le sud et vers le Nord.

Le bassin versant de l'oued El_Hamiz est constitué essentiellement de trois unités géologiques

- l'Atlas Blidéen, au sud c'est un vaste massif montagneux qui joue le rôle d'une barrière, il est constitué essentiellement d'épaisses séries d'âge jurassique et créacé.
- La plaine de la Mitidja orientale bassin intra montagneux qui constitue une véritable gouttière, où reposent des formations néogènes et quaternaires. Elle s'allonge suivant une direction orientée légèrement Est-Ouest ; au nord elle est isolée par la ride du Sahel.
- le Sahel d'Alger au nord qui s'étend le massif de Bouzaréah et oued El Hamiz. Il est constitué par les marnes d'âge plaisancien et par la mollasse d'âge Astien.

2.2. Le chevelu hydrographique

Oued El Hamiz est l'un des plus grands oueds de la Wilaya d'Alger, il reçoit tout au long de son parcours de nombreux affluents parmi lesquels on cite oued Seguia, oued EL-Barek et oued El-Arbatache.

Une grande partie des eaux du bassin versant est régularisée par le barrage de Hamiz pour les besoins d'irrigation de la plaine de Mitidja Est.

Pour la partie concernée par l'aménagement d'oued El Hamiz, ce dernier reçoit trois affluents :

- Bouréah et Sidi Ali sur la rive droite
- Bakora sur la rive gauche.

2.3. Caractéristiques d'occupation du sol

Les caractéristiques d'occupation du sol ainsi les taux d'infiltration au niveau du bassin versant d'oued El Hamiz sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : caractéristiques d'occupation du sol du bassin versant

Section de calcul	Nature superficielle du sol	Occupation du sol
Oued Sidi Ali jusqu'à sa confluence avec oued El Hamiz	Taux d'infiltration faible, zone généralement urbaine	6% terres agricoles + 94% bâti
Oued Bouréah jusqu'à sa confluence avec oued El Hamiz	Taux d'infiltration moyen à faible, zone à moitié urbanisée urbaine	51% terres agricoles + 49% bâti
Oued Bakora jusqu'à sa confluence avec oued El Hamiz	Taux d'infiltration moyen à faible, zone à moitié urbanisée	52% terres agricoles + 48% bâti
Oued Barek jusqu'à sa confluence avec oued El Hamiz	Taux d'infiltration moyen à faible	54% foret + 39% terres agricoles + 7% bâti
Oued Larbatache jusqu'au barrage El Hamiz	Taux d'infiltration faible, sol lourd argileux	98% foret + 1.3% terres agricoles + 0.7% bâti
Oued El Hamiz entre le barrage El Hamiz et l'entrée de la wilaya d'Alger	Taux d'infiltration moyen, sol limoneux, léger et fertiles, zone à moitié urbanisée	4.5% foret + 53.5% terres agricoles + 42% bâti
Oued EL Hamiz entre l'entrée de la wilaya d'Alger et la confluence d'oued en aval de l'aéroport	Taux d'infiltration faible à moyen, zone urbanisée à plus que la moitié	44% terres agricoles + 56% bâti
Oued El Hamiz entre la confluence des oueds en aval de l'aéroport et l'exutoire à la mer	Milieu en général imperméable au bord du sahel	3% terres agricoles + 97% bâti

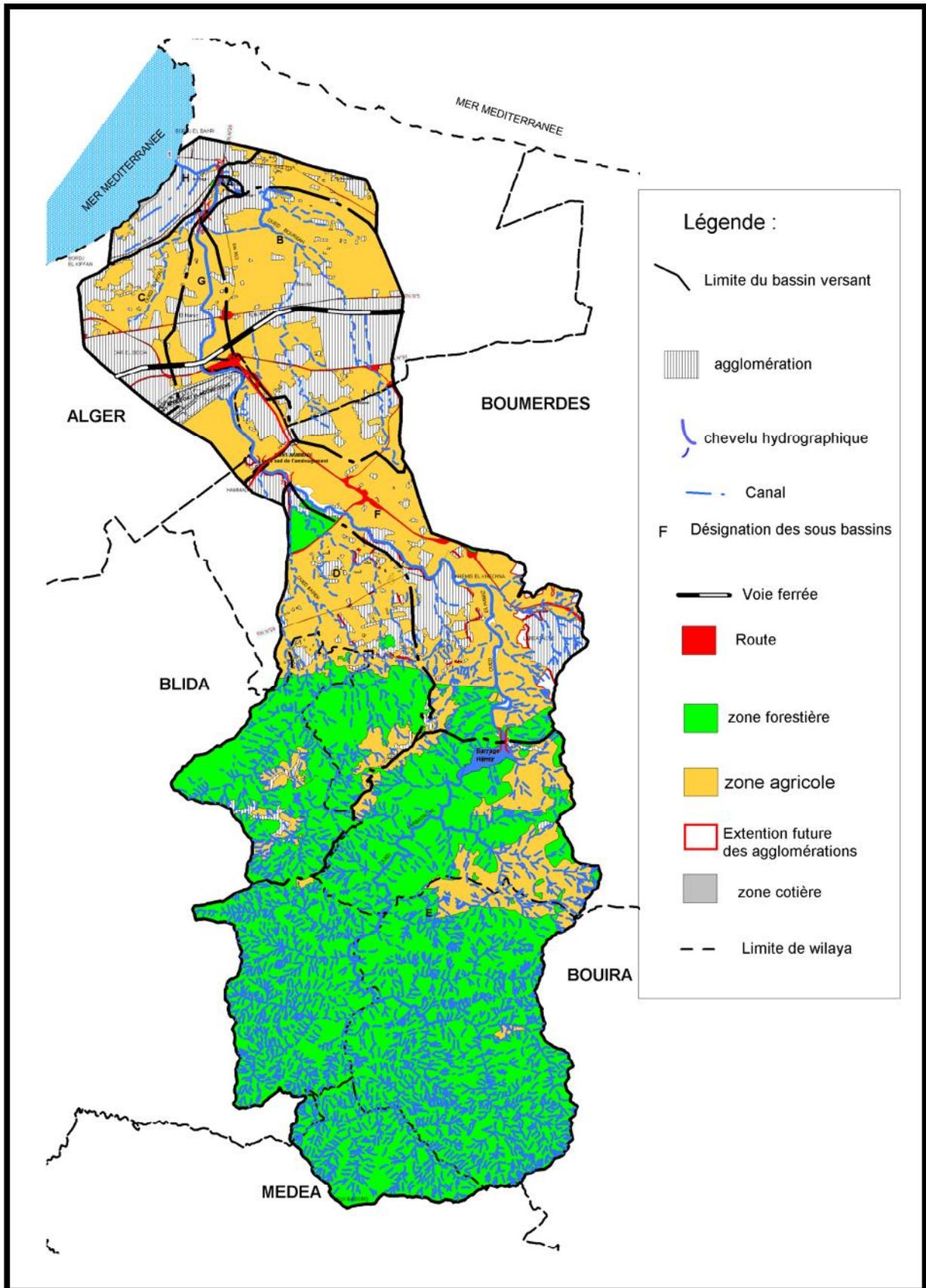


Figure I.3 : Réseau hydrographique et d'occupation du sol du bassin versant

2.4. Caractéristiques de forme du bassin versant

Sur la base des cartes topographiques échelle 1/25000 de la région, fournit par l'institut national de cartographie et télédétection de la zone d'étude, une délimitation du bassin versant de oued El Hamiz a été faite en utilisant le logiciel MapInfo (version 8.0) dans le but de déterminer ces caractéristiques (surface, périmètre, pente, altitude,...) qui interviennent directement sur les paramètres d'écoulement dans les cours d'eau.

2.4.1. Indice de compacité de Gravelius K_c

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P_c de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit :

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{P}}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{I.1})$$

Avec : K_c : Indice de compacité de Gravelius ;
 P : le périmètre du BV (Km) ;
 S : la surface du BV (Km²) ;

Pour le cas d'El Hamiz, la valeur de coefficient de compacité est de 1.73. Ce qui indique un bassin versant allongé.

2.4.2. Rectangle équivalent

C'est une notion introduite par ROCHE, dans laquelle ce rectangle a les mêmes caractéristiques que le bassin versant, c'est-à-dire même surface que le bassin versant. Il est défini par :

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{I.2})$$

Avec :

L : Longueur du rectangle (Km);
 l : Largeur du rectangle (Km);
 K_c : Indice de compacité de Gravelius ;
 S : la surface du BV (Km²) ;

2.4.3. Courbe hypsométrique

Les facteurs hydrologiques sont très liés aux altitudes. Ainsi, il est nécessaire de connaître la répartition des surfaces en fonction de leurs altitudes. La courbe hypsométrique donne la répartition des altitudes en fonction de la superficie du bassin. La répartition des surfaces partielles en fonction des altitudes du bassin est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

Altitudes	Surfaces partielles	Surfaces cumulés	Surfaces partielles	Surfaces cumulés
m	Km ²	km ²	%	%
1100-1000	0.58	0.58	0.18	0.18
1000-900	3.46	4.04	1.08	1.26
900-800	6.88	10.92	2.15	3.41
800-700	13.20	24.12	4.12	7.53
700-600	23.56	47.68	7.36	14.89
600-500	32.66	80.34	10.20	25.09
500-400	36.64	116.98	11.44	36.53
400-300	31.58	148.56	9.86	46.39
300-200	23.77	172.32	7.42	53.81
200-100	24.90	197.23	7.78	61.59
100-0	123.01	320.23	38.41	100.00
Somme	320.23		100.00	

La courbe hypsométrique caractéristique du bassin versant est donnée par la figure I.4.

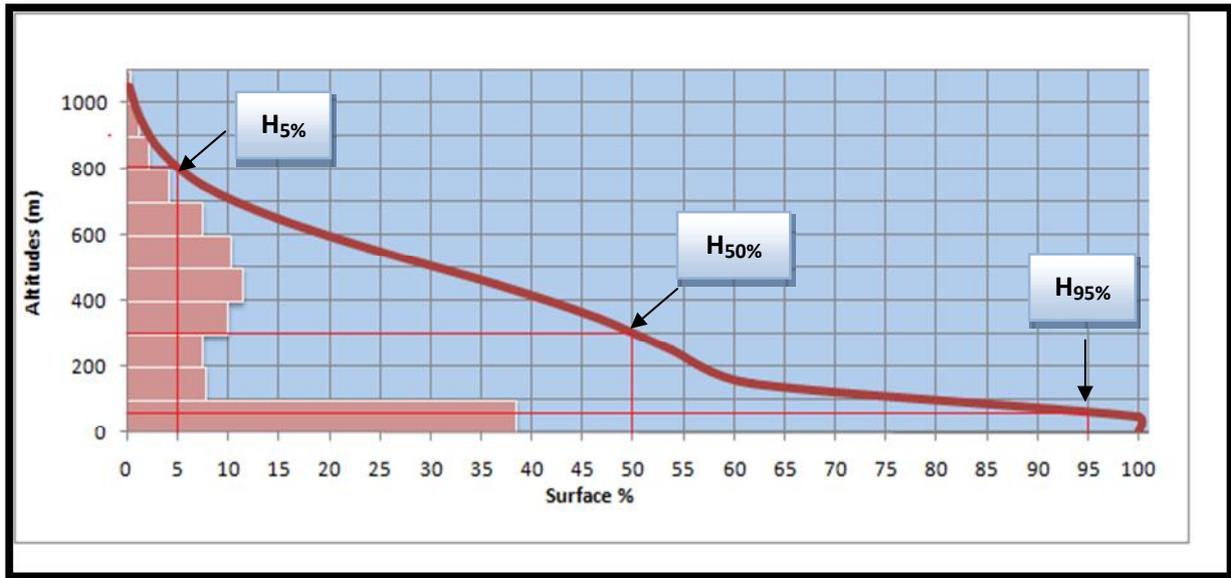


Figure I.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant El Hamiz

2.4.4. Altitude moyenne

Elle est donnée par la formule :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (I.3)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives en (Km^2) ;

S : Surface totale du bassin versant en (Km^2) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m) ;

n : Nombre total des surfaces partielles ;

2.4.5. Pente moyenne du bassin versant

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (I.4)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m) $H_{5\%} - H_{95\%}$;

l_1 : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, ... n (Km) ;

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

Calcul des longueurs des courbes de niveau :

Tableau I.4 : Longueur des courbes de niveau

Cote de la courbe de niveau (m)	Longueur (Km)
100	0.021
200	0.049
300	0.087
400	0.13
500	0.14
600	0.12
700	0.78
800	0.036
900	0.019
1000	0.004

2.4.6. Indice de pente globale

L'indice de pente globale est donné en % par la relation :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (I.5)$$

Avec:

$H_{5\%}$: Altitude correspondante à 5% de la surface du bassin Versant (m) ;

$H_{95\%}$: Altitude correspondante à 95% de la surface du bassin versant (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

Classes du relief :

La valeur de I_g nous donne une idée sur le relief du bassin versant comme le montre le tableau suivant :

Tableau I.5 : Classes du relief (Bonnard et Gardel, 1996)

Classe du relief	I_g (m/Km)	Type du bassin
R2	$2 < I_g < 5$	Les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	Des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation du terrain
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation du terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Région de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagne

A partir de la valeur de I_g calculée qui est égale à 15.56 m/Km, le type du relief du bassin versant est un terrain ondulé.

2.4.7. Dénivelée spécifique

La dénivelée spécifique est donnée par la formule suivante :

$$D_s = \Delta H \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \quad (I.6)$$

Avec :

- ΔH : Dénivelée (m) $H_{\%} - H_{\%}$;
- L_r : Longueur du rectangle équivalent en m ;
- l_r : largeur du rectangle équivalent en m ;

2.4.8. Densité de drainage

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant sur la surface totale du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (I.7)$$

Avec :

- D_d : Densité de drainage (Km/Km²) ;
- L_i : Longueur des cours d'eau (Km) ;
- S : Surface du bassin versant (Km²) ;

2.4.9. Temps de concentration

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

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

➤ Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_p}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (I.8)$$

Avec :

- T_c : Le temps de concentration (heure) ;
- S : La surface du bassin versant en (Km²) ;

H_{moy} : Hauteur moyenne du BV (m) ;
 H_{min} : Hauteur minimale du BV (m) ;
 L_p : longueur du cours d'eau principale en [Km] ;

➤ **Formule de KIRPICH**

$$T_c = \frac{0.000325 L^{0.77}}{I^{0.385}} \quad (\text{I.9})$$

Avec

L : longueur du cours d'eau principale en (m) ;
 I : Dénivelée = $(H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) / L$ (m/m) ;

➤ **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

L : longueur du cours d'eau principale en [Km] ;
 H_{max} : Hauteur maximale du BV (m) ;
 H_{min} : Hauteur minimale du BV (m) ;

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

Tableau I.6 : Temps de concentration pour les différentes formules

La formule	Temps de concentration (h)
GIANDOTTI	11.82
KIRPICH	7.40
CALIFORNIA	7.55

Vue la grande surface du bassin versant, l'utilisation des formules de Kirpich et California n'est pas possible parce qu'elles sont valables pour les petits bassins versant. Donc la formule la plus proche à la réalité est celle de GIANDOTTI.

- Les caractéristiques de forme du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.7 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristiques	Symbole	Unité	Valeur
Surface	S	Km ²	320.23
Périmètre	P	Km	110.36
Indice de compacité de Gravelius	K _c	/	1.73
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	48.14
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	6.65
Longueur du cours principale	L _{cp}	Km	58.27
Altitude médiane	H _{50%}	m	305
Altitude maximale	H _{max}	m	1139
Altitude minimale	H _{min}	m	0
Altitude 5%	H _{5%}	m	809
Altitude 95%	H _{95%}	m	60
Altitude moyenne	H _{moy}	m	300.68
Indice de pente globale	I _g	m/Km	15.56
La pente moyenne	I	m/Km	3.21
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	3.35
Temps de concentration	T _c	h	11.82

Conclusion

Une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance, vu le taux d'informations qu'elle nous fournit, ce qui permet de bien évaluer les risques qui peuvent être engendrés par un phénomène naturel comme les crues.

Le bassin versant de oued El Hamiz se caractérise par une surface importante de 320 Km² avec un réseau hydrographique dense ; ce qui donnera une idée sur l'importance du débit qui sera drainé en aval.

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières**Introduction**

En Algérie, le problème des inondations en milieu urbain surgit souvent en raison d'un sous dimensionnement du réseau d'assainissement lié soit à un manque d'information ou à un manque d'étude appropriée sur les pluies de courte durée.

La connaissance des observations pluviométriques constitue le seul outil pour la compréhension du comportement hydrologique d'un événement. Ainsi, il devient impératif de connaître les techniques appropriées pour obtenir le maximum d'informations sur les échantillons et évaluer la qualité des conclusions déduites.

Le but de cette partie est de rassembler les données pluviométriques au niveau du bassin versant d'El_Hamiz et les analyser pour la détermination de la pluie maximale fréquentielle et les pluies de courte durée qui sont généralement génératrices des inondations.

1. Analyse des données pluviométriques**1.1 Identification des stations pluviométriques**

Le bassin versant d'oued El Hamiz est doté d'un réseau de mesure des précipitations composé de 8 stations pluviométriques situées à l'intérieur de la zone d'étude ou à son voisinage proche (carte II.1).

L'étude des précipitations s'appuie alors sur les observations des stations fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) plus la station de Dar El Beida gérée par l'office Nationale de la Météorologie (ONM).

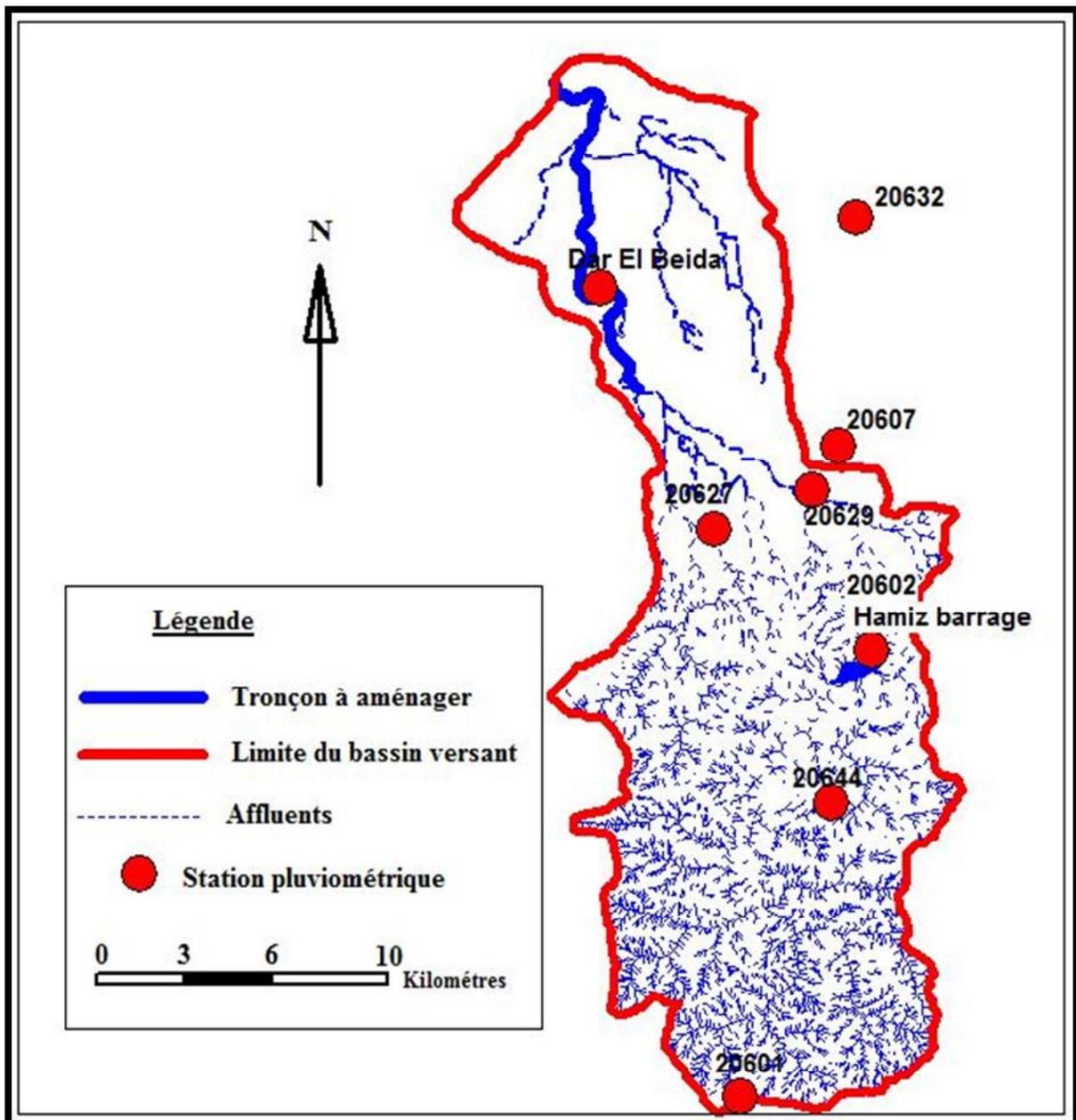


Figure II.1 : Localisation des stations pluviométriques

Après avoir étudié les différentes stations, à l'exception de la station de Hamiz barrage, toutes les autres stations comportent des lacunes qui rendent leurs utilisations difficiles pour l'étude de la pluviométrie de la région comme le montre les tableaux ci-dessous :

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique Dar El Beida (ONM Alger)

Nom de la station	Longitude	Latitude	Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années complètes
Dar El Beida	03°15 E	36°43 N	22	1972-2012	28

Tableau II.2 : Identification des stations pluviométriques (ANRH Alger)

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années complètes
		X (Km)	Y (Km)			
020601	Col des deux bassins	554.00	352.30	890	1972-2012	34
020602	Hamiz barrage	558.55	367.40	130	1972-2012	41
020607	Alger pépinière	557.25	374.50	87	1972-2012	35
020644	Touamine	557.10	362.40	570	1972-2012	31
020627	Ouled Ali	553.00	371.65	67	1972-2012	33
020629	Pond D9	556.35	373	77	1972-2012	36
020632	Reghaia	557.85	382.25	20	1972-2012	41

Pour cela, et vu l'emplacement de la station pluviométrique de Hamiz barrage au centre du bassin versant, il a été décidé de travailler avec les données de cette dernière station pour l'étude des précipitations au niveau du bassin versant.

1.2 Etude des pluies maximales journalières

Dans le but de déterminer l'intensité de pluie correspondante à une période de retour donnée, une étude sur les pluies maximales journalières sera nécessaire. A partir des données de la station pluviométrique du barrage El Hamiz, il a été constitué la série des pluies maximales journalières.

Tableau II.3 : Série des pluies maximales journalières

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmaxj
1971-1972	31.1	20.0	0.0	54.0	68.0	101.2	12.0	0.0	0.0	16.1	12.0	0.0	101.2
1972-1973	48.1	22.0	6.0	40.0	12.0	42.0	99.0	6.0	0.0	8.2	0.0	48.1	99.0
1973-1974	15.0	22.4	10.5	7.0	21.5	25.7	27.0	5.7	23.0	32.9	0.0	18.2	32.9
1974-1975	54.0	7.0	37.5	32.3	38.7	41.7	8.9	12.0	17.1	7.9	8.5	3.0	54.0
1975-1976	4.0	33.5	24.0	45.0	15.6	7.8	9.0	32.0	11.5	4.0	0.0	2.0	45.0
1976-1977	6.1	4.6	24.0	3.5	24.2	10.5	15.3	34.8	30.4	8.3	0.0	0.0	34.8
1977-1978	6.1	19.5	14.2	15.4	18.3	28.3	38.4	14.1	5.5	1.6	0.0	2.2	38.4
1978-1979	33.0	23.1	35.6	60.5	46.5	19.0	15.4	48.3	37.9	0.9	0.0	0.0	60.5
1979-1980	0.0	14.6	30.0	60.0	28.6	16.0	24.6	18.2	37.5	0.0	0.0	21.8	60.0
1980-1981	2.7	14.5	6.0	51.5	37.4	28.2	5.5	10.0	23.0	41.8	0.0	0.5	51.5
1981-1982	33.4	37.5	54.5	27.8	1.2	25.5	13.5	9.0	0.0	0.0	5.5	8.0	54.5
1982-1983	0.0	22.0	13.0	27.7	35.6	25.2	32.0	15.2	39.7	8.3	0.0	0.0	39.7
1983-1984	7.0	65.0	8.5	37.0	28.7	19.6	34.0	4.0	40.0	1.3	0.0	2.7	65.0
1984-1985	40.8	18.9	36.1	10.6	20.3	37.3	106.8	12.5	6.0	23.3	6.2	0.0	106.8
1985-1986	9.2	32.0	13.1	109.6	11.8	24.5	3.3	0.0	7.2	21.0	0.4	0.0	109.6
1986-1987	41.0	15.7	25.6	21.1	13.1	11.4	45.9	16.6	25.3	16.0	0.0	0.0	45.9
1987-1988	38.0	8.1	18.5	40.0	16.3	15.0	24.0	17.5	7.9	3.1	2.5	4.7	40.0
1988-1989	15.1	10.4	10.8	16.2	12.5	0.0	11.9	10.8	25.4	10.8	17.5	0.0	25.4
1989-1990	4.9	13.0	24.8	35.3	32.5	85.3	26.9	14.0	18.8	1.7	0.0	4.2	85.3
1990-1991	12.1	55.0	20.9	3.2	102.0	12.0	30.9	38.0	38.3	5.5	2.5	0.0	102.0
1991-1992	15.3	45.0	97.6	19.1	19.8	37.5	10.6	19.8	25.6	0.0	1.5	1.1	97.6
1992-1993	18.9	48.5	25.0	43.7	74.3	9.7	1.7	22.0	4.2	0.0	0.0	0.0	74.3
1993-1994	30.5	19.0	18.0	49.4	57.0	18.5	30.0	7.0	0.6	8.6	0.0	10.2	57.0
1994-1995	14.3	16.2	17.4	22.6	43.6	64.9	29.0	89.2	9.5	22.6	3.4	3.5	89.2
1995-1996	32.0	19.0	15.2	10.1	9.6	18.3	4.1	34.0	9.7	3.1	1.9	7.6	34.0
1996-1997	16.1	53.0	68.1	28.8	14.6	37.7	15.7	52.1	57.0	2.0	0.0	3.8	68.1
1997-1998	16.4	21.6	48.2	45.2	46.5	40.0	24.5	10.5	0.0	1.5	0.0	7.0	48.2
1998-1999	6.0	22.0	21.5	28.0	3.5	3.0	13.0	22.0	32.5	0.0	3.0	0.0	32.5
1999-2000	2.0	14.0	40.0	24.0	51.0	20.5	0.0	14.5	5.0	0.0	0.0	0.0	51.0
2000-2001	17.0	0.5	18.0	20.0	19.0	8.0	19.0	23.0	11.5	0.0	4.5	19.5	23.0
2001-2002	13.5	15.2	48.0	54.8	33.1	53.9	6.5	58.2	18.7	0.0	0.0	3.6	58.2
2002-2003	14.9	18.6	32.3	23.5	49.8	32.0	34.0	37.4	64.6	26.7	0.0	0.0	64.6
2003-2004	4.0	33.2	63.1	43.8	50.2	21.6	14.9	20.0	2.5	0.0	0.0	1.3	63.1
2004-2005	22.5	29.9	22.5	30.4	27.2	32.7	20.2	4.1	55.8	1.8	0.0	2.0	55.8
2005-2006	6.5	7.8	34.5	37.7	3.3	12.7	51.1	38.4	18.1	2.4	4.2	2.9	51.1
2006-2007	63.5	54.2	64.6	20.1	4.2	10.0	33.0	40.6	30.0	2.2	4.0	0.0	64.6
2007-2008	18.0	53.8	36.0	31.4	25.0	6.9	15.4	23.0	15.5	1.0	0.0	1.5	53.8
2008-2009	50.2	13.5	20.7	41.5	30.5	10.7	38.5	17.8	14.0	7.3	0.0	16.3	50.2
2009-2010	11.1	42.0	42.0	43.8	27.0	42.5	32.5	29.1	47.8	13.0	0.0	0.0	47.8
2010-2011	11.5	30.0	43.8	31.5	27.5	37.2	47.8	47.9	13.0	0.0	0.0	17.6	47.9
2011-2012	2.8	42.1	15.0	10.0	24.1	33.8	14.8	41.5	82.0	9.2	1.1	6.7	82.0

Source : ANRH Alger

1.2.1 Homogénéisation de la série des pluies annuelles

• Test de la médiane ou test de Mood

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène ou pas. Autrement dit, si les valeurs de la série viennent d'une même population.

Le test de la médiane est un test analogue aux tests d'égalité des moyennes pour des échantillons indépendants. Il a pour principe de déterminer la médiane de l'ensemble des observations, et de dénombrer pour chacun des deux échantillons les observations inférieures et les observations supérieures à cette médiane.

Il reste à vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1} \right) \\ T_s < 3.3 (\log_{10} N + 1) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(II.1)} \\ \text{(II.2)} \end{array}$$

Avec : N : La taille de la série ;

N_s : Nombre total des séries de (+) ou de (-) ;

T_s : Taille de la plus grande série ;

Tableau II.4 : Homogénéisation de la série des pluies annuelles

Pluies annuelles	Classement par ordre croissant	Signes	Pluies annuelles	Classement par ordre croissant	Signes
1171.2	341.4	+	546.5	705.7	-
1010.3	360	+	695.2	722.5	-
609.5	388.8	-	878.9	728.3	+
893.5	516.6	+	341.4	742.2	-
547.6	523.1	-	863.8	774.3	+
516.6	530.8	-	705.7	784.3	+
523.1	531.3	-	531.3	805.4	-
819.4	541.5	+	541.5	811.5	-
811.5	546.5	+	360	819.4	-
691.3	547.6	-	1058.6	822.7	+
626.1	548.6	-	883.4	842.7	+
593.6	593.6	-	672.1	863.8	-
784.3	609.5	+	689.7	878.9	-
742.2	611.2	+	722.5	883.4	+
728.3	624.5	+	805.4	893.5	+
530.8	626.1	-	774.3	1001.7	+
548.6	672.1	-	688.9	1010.3	-
388.8	688.9	-	1001.7	1058.6	+
624.5	689.7	-	1089.1	1089.1	+
842.7	691.3	+	822.7	1171.2	+
611.2	695.2	-			

Les résultats de calcul de l'homogénéisation sont calculés dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Résultats de calcul de l'homogénéisation

Taille de la série	N_s	T_s	Condition (II.1)	Condition (II.2)
41	19	4	Vérifiée	Vérifiée

D'où, la série des pluies annuelle issue de la station pluviométrique du barrage El Hamiz est homogène.

1.2.2 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

Les résultats des paramètres statistiques de l'échantillon sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

Nombre d'observations	41
Minimum	23.0
Maximum	110
Moyenne	60.1
Ecart-type	23.1
Médiane	54.5

1.2.3 Ajustement des pluies maximales journalières

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. [EPFL, 2004]

Pour notre étude, on va ajuster la série des pluies maximales journalières à trois lois différentes et on va retenir celle qui présente la meilleure adéquation. Les lois d'ajustement sont :

- La loi de Galton (ou loi Log Normale à 2 paramètres) ;
- La loi de Gumbel ;
- La loi GEV ;

1.2.4.1 Ajustement à la loi de Galton (Log-Normale)

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = \frac{m - 0.5}{N} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

m : Numéro d'ordre de la valeur ;

N : Taille de l'échantillon ;

Les paramètres d'ajustement à la loi Log-Normale :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_x^{\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.4})$$

Où : u (variable réduite de GAUSS)

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \quad (\text{II.5})$$

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

$$\log x_{P\%} = \overline{\log x} + \sigma \log u(P\%) \quad (\text{II.6})$$

Avec

$\overline{\log x}$: La moyenne de la série $\log x_i$;

σ_{\log} : Ecart type de la série $\log x_i$;

U : variable réduite de Gauss ;

Les résultats de l'ajustement :

Tableau II.7 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type
T (ans)	q	X_T	σ
100	0.99	138	16.2
50	0.98	124	13.3
20	0.95	106	9.90
10	0.90	92.0	7.55
5	0.80	77.5	5.48

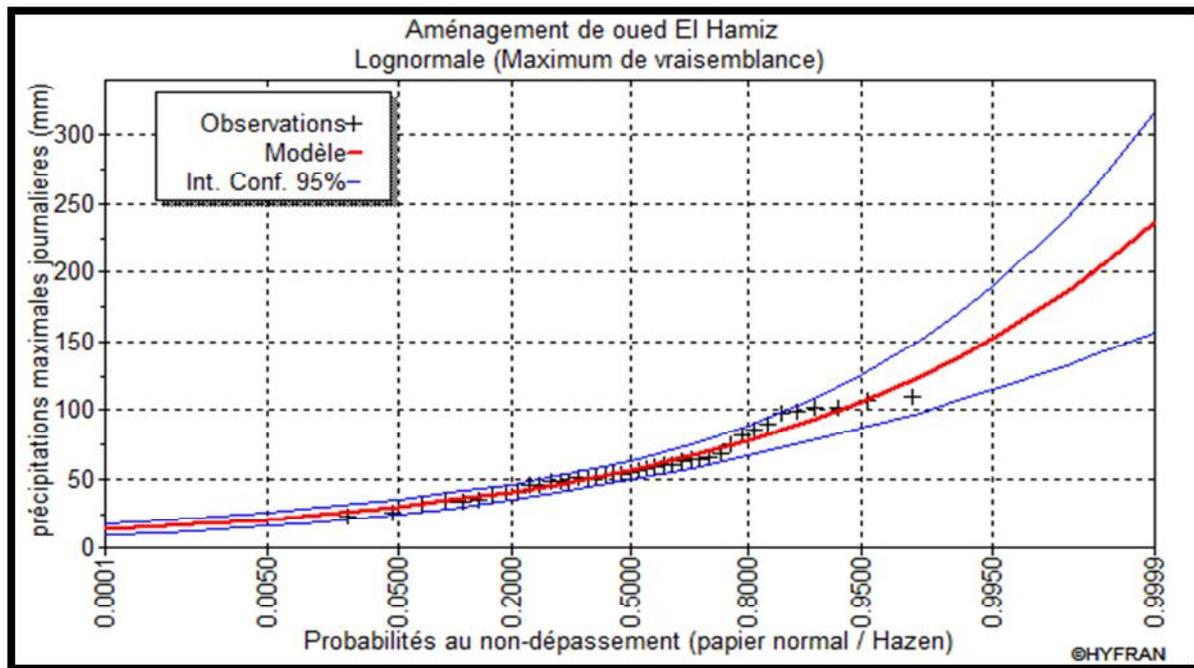


Figure II.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

1.2.4.2 Ajustement à la loi de Gumbel

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

$$F_x = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$$y = \frac{1}{\alpha}(x - x_0) \quad : \text{Variable réduite de Gumbel ;}$$

$$\alpha = \sigma \quad (\text{l'écart-type) ;}$$

x_0 : Paramètre de position (ordonnée à l'origine) ;

x : précipitation maximale journalière (mm) ;

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

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité Gumbel.

Donc

$$P_{\max,j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad (\text{II.8})$$

Les résultats de l'ajustement :

Tableau II.8 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type
T (ans)	q	X_T	σ
100	0.99	135	11.9
50	0.98	122	10.4
20	0.95	105	8.31
10	0.90	91.2	6.77
5	0.80	77.3	5.26

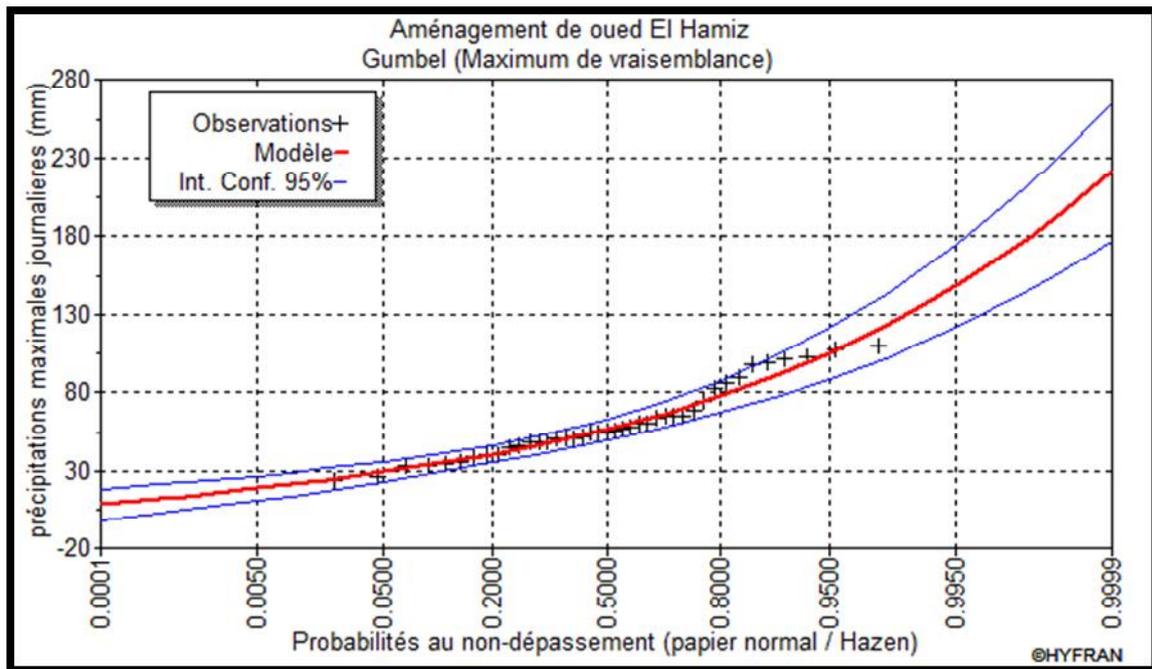


Figure II.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

1.2.4.3 Ajustement à la loi de GEV (Distribution des valeurs extrêmes généralisées)

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

$$F(x) = \exp \left[-1 \left(1 - \frac{k(x - \varepsilon)}{\alpha} \right)^{\frac{1}{k}} \right] \quad (\text{II.9})$$

Les résultats d'ajustement :

Tableau II.9 : Résultats d'ajustement à la loi de GEV

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type
T (ans)	q	X_T	σ
100	0.99	131	19.1
50	0.98	119	14.4
20	0.95	103	9.45
10	0.90	90.2	6.81
5	0.80	76.9	5.03

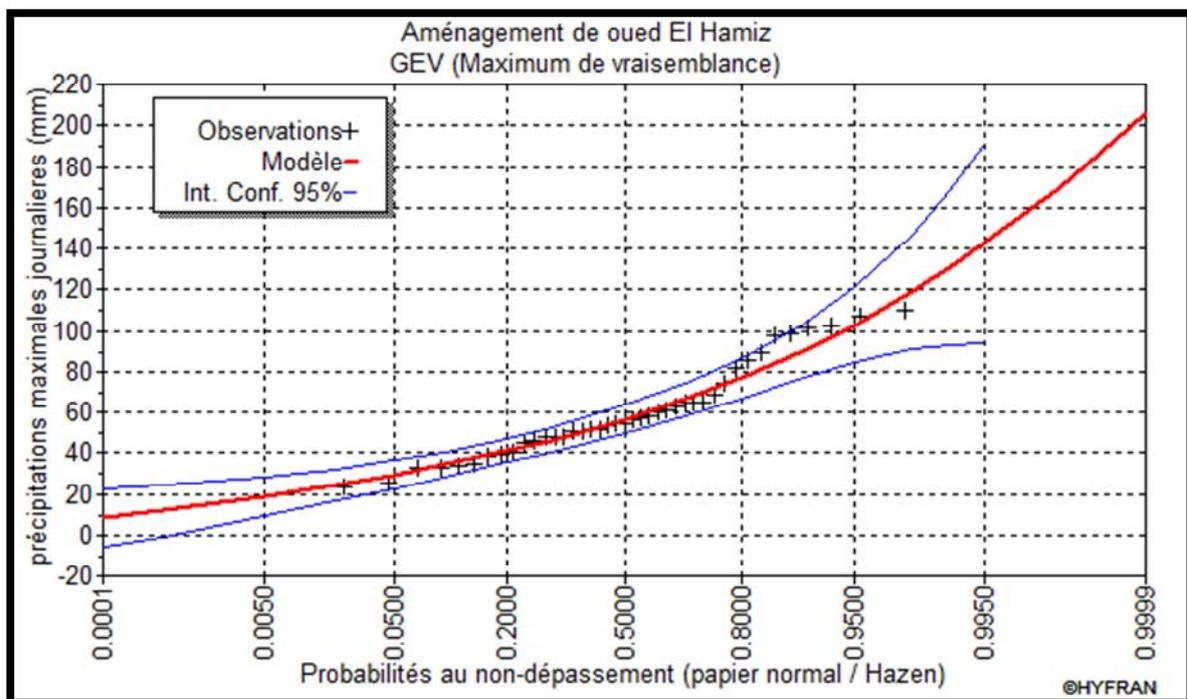


Figure II.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV

1.2.4 Qualité de l'ajustement

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

1.2.4.1 Le test d'adéquation

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique d'un échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié. L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation.

L'un des tests les plus utilisés pour vérifier l'adéquation d'une loi à un échantillon donné est le test χ^2 .

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

Tableau II.10 : Résultats du test d'adéquation de χ^2

Loi de distribution	Observations	Remarques
Galton	$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide
Gumbel	$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide
GEV	$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide

A partir du tableau ci-dessus, les trois lois d'ajustement sont adéquates.

1.2.4.2 Le test visuel

Dans les trois graphiques précédents, on voit bien des valeurs négatives pour l'intervalle de confiance pour les lois de Gumbel et GEV ce qui n'a aucune signification physique. Donc ces deux dernières lois sont adéquates statistiquement mais l'ajustement n'est pas valide hydrologiquement parlant.

Conclusion

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

2. Pluies de courte durée

Ce sont des pluies qui apportent sur une courte durée (d'une heure à une journée) une importante quantité d'eau. Cette quantité peut égaler celle reçue habituellement en un mois, voire en plusieurs mois.

Les dégâts provoqués dépendent des caractéristiques de la zone touchée : le relief, la nature et l'état de saturation en eau du sol, l'implantation des activités humaines et les mesures préventives telles que les barrages, l'aménagement des zones inondables.

Le phénomène peut passer inaperçu dans une zone peu habitée. En secteur urbain, le fort ruissellement sur les surfaces imperméabilisées peut saturer le réseau d'évacuation des eaux pluviales et causer des inondations avec des dégâts considérables

Le passage des pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées se fait au moyen de la formule de Montanari :

$$P_{ct,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.10})$$

Avec :

$P_{ct,p\%}$: Pluie de courte durée correspondante à une fréquence donnée (mm);

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalières correspondante à une fréquence donnée (mm);

t : durée de l'averse ($t \leq 24\text{h}$);

b : Exposant climatique ($b=0,34$ selon les études régionales de l'ANRH);

Les intensités maximales d'une durée t (h) et d'une période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_{t,p\%} = \frac{P_{ct,p\%}}{t} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

$I_{t,p\%}$: Intensité maximale d'une durée t correspondante à une période de retour (mm/h) ;

$P_{ct,p\%}$: Pluie de courte durée correspondante à une fréquence donnée (mm);

t : durée de l'averse ($t \leq 24\text{h}$);

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

Tableau II .11 : Pluies et intensité maximales de durée t et de période de retour T

T (années)	100		50		20		10		5	
	P _{ct} (mm)	I _t (mm/h)								
0.25	29.24	116.94	26.27	105.08	22.46	89.82	19.49	77.96	16.42	65.67
1	46.84	46.84	42.09	42.09	35.98	35.98	31.23	31.23	26.30	26.30
2	59.29	29.64	53.27	26.64	45.54	22.77	39.52	19.76	33.30	16.65
3	68.05	22.68	61.15	20.38	52.27	17.42	45.37	15.12	38.22	12.74
4	75.04	18.76	67.43	16.86	57.64	14.41	50.03	12.51	42.14	10.54
5	80.96	16.19	72.74	14.55	62.18	12.44	53.97	10.79	45.47	9.09
6	86.13	14.36	77.40	12.90	66.16	11.03	57.42	9.57	48.37	8.06
7	90.77	12.97	81.56	11.65	69.72	9.96	60.51	8.64	50.98	7.28
8	94.99	11.87	85.35	10.67	72.96	9.12	63.32	7.92	53.34	6.67
9	98.87	10.99	88.84	9.87	75.94	8.44	65.91	7.32	55.52	6.17
10	102.47	10.25	92.08	9.21	78.71	7.87	68.31	6.83	57.55	5.75
11	105.85	9.62	95.11	8.65	81.30	7.39	70.57	6.42	59.44	5.40
12	109.03	9.09	97.97	8.16	83.74	6.98	72.68	6.06	61.23	5.10
13	112.03	8.62	100.67	7.74	86.05	6.62	74.69	5.75	62.92	4.84
14	114.89	8.21	103.24	7.37	88.25	6.30	76.59	5.47	64.52	4.61
15	117.62	7.84	105.69	7.05	90.35	6.02	78.41	5.23	66.05	4.40
16	120.23	7.51	108.03	6.75	92.35	5.77	80.15	5.01	67.52	4.22
17	122.73	7.22	110.28	6.49	94.27	5.55	81.82	4.81	68.93	4.05
18	125.14	6.95	112.45	6.25	96.12	5.34	83.43	4.63	70.28	3.90
19	127.46	6.71	114.53	6.03	97.91	5.15	84.98	4.47	71.58	3.77
20	129.71	6.49	116.55	5.83	99.63	4.98	86.47	4.32	72.84	3.64
21	131.87	6.28	118.50	5.64	101.30	4.82	87.92	4.19	74.06	3.53
22	133.98	6.09	120.39	5.47	102.91	4.68	89.32	4.06	75.24	3.42
23	136.02	5.91	122.22	5.31	104.48	4.54	90.68	3.94	76.39	3.32
24	138.00	5.75	124.00	5.17	106.00	4.42	92.00	3.83	77.50	3.23

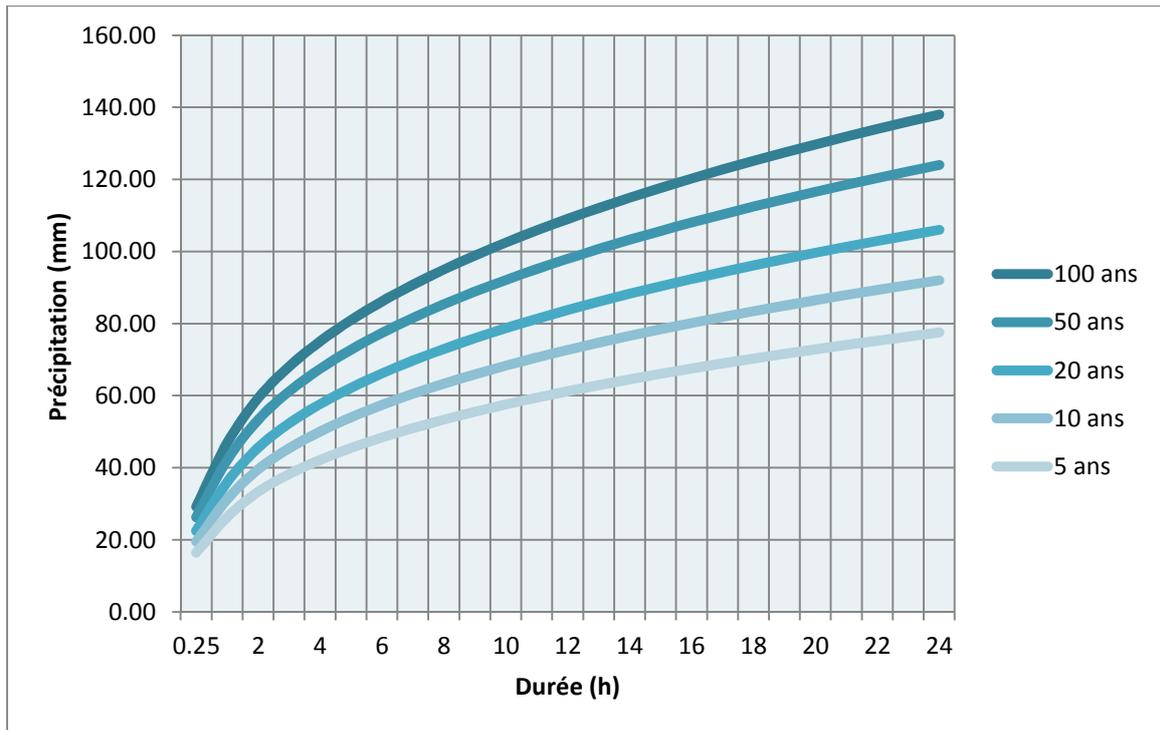


Figure II.5 : Courbe de pluie de courte durée

2.1 Les courbes IDF : (courbe intensité - Durée - Fréquence)

En utilisant le model donné par l'ANRH pour la détermination des courbes IDF ; et après l'introduction des données ci-dessous ; on obtiendra les courbes présenté dans la figure (II.6) et (II.7) .

- Pluie journalière décennale : $P_{j10}=99$
- Gradex des pluies journalières : $g=19.7$
- Coefficient correctif de Weiss : $K_w=1.12$

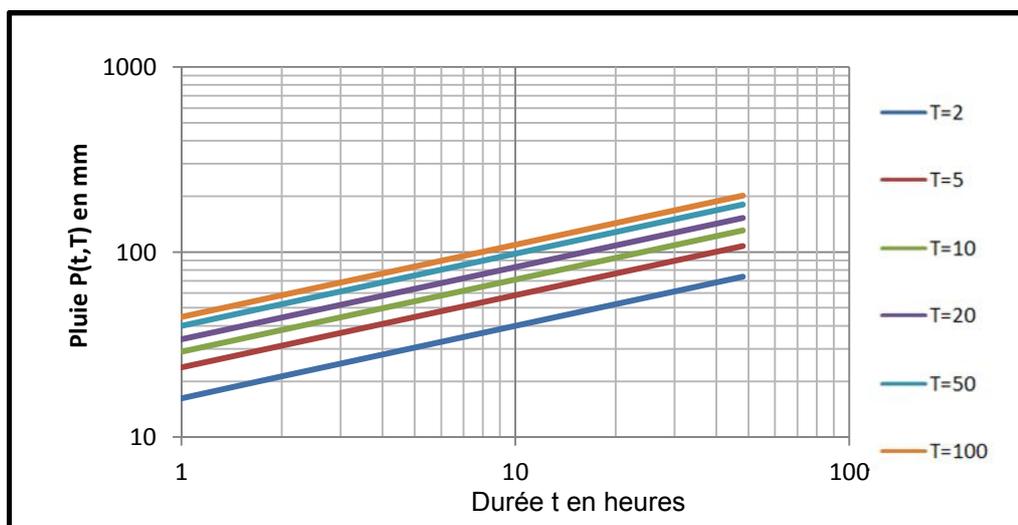


Figure II.6 : Pluie de courte durée à l'aide du model d l'ANRH

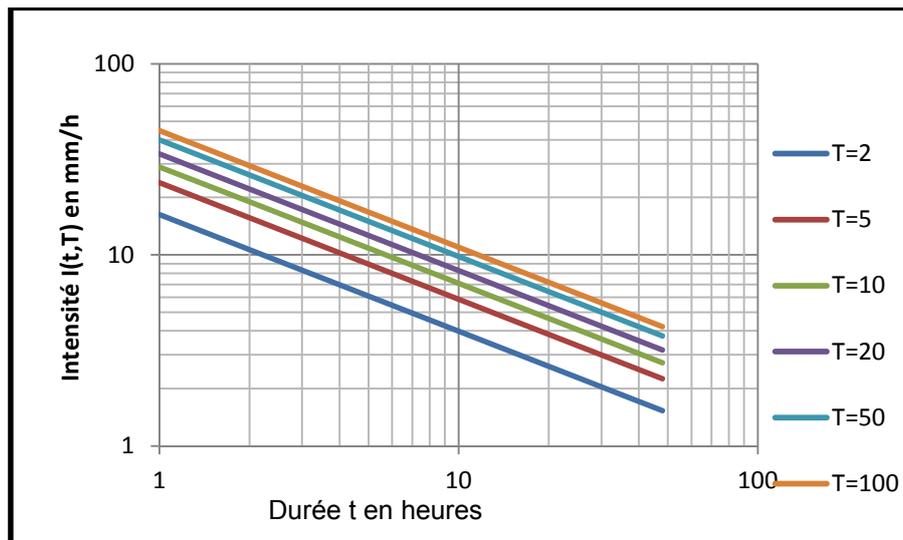


Figure II.7 : Courbe IDF

Conclusion

L'étude des précipitations de la zone d'étude a été faite à partir des données pluviométriques de la station Hamiz barrage.

L'analyse des pluies maximales journalières de cette dernière station nous a aboutit à une intensité de pluie égale à 138 mm/j pour une période de retour centennale.

En comparant les valeurs des pluies de courte durée calculées par la formule de Montanari et celle du model de l'ANRH, on trouve que les deux méthodes donnent des résultats très proches.

Chapitre III : Estimation des débits de crue des cours d'eau

Chapitre III : Estimation des débits de crue des cours d'eau

Introduction

Les inondations sont dues à des crues très importantes qui deviennent plus fréquentes et plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels.

En effet, la prédétermination des débits de crues est essentielle pour la conception des aménagements des cours d'eau ainsi que la protection des zones urbaines contre les inondations.

Le but de ce chapitre est de déterminer les débits de crues correspondants aux différentes périodes de retour en utilisant l'une des méthodes de modélisation pluies-débits qui est SCS Curve Number ainsi que l'approche des formules empiriques en se basant sur les résultats obtenues dans le chapitre précédent concernant les précipitations.

1. Identification des sous bassins versants

Pour étudier les caractéristiques du bassin versant d'une manière plus précise et répondre aux exigences des méthodes de modélisation pluies-débit, une subdivision en huit sous bassins versants a été faite comme la montre la figure ci-dessous :

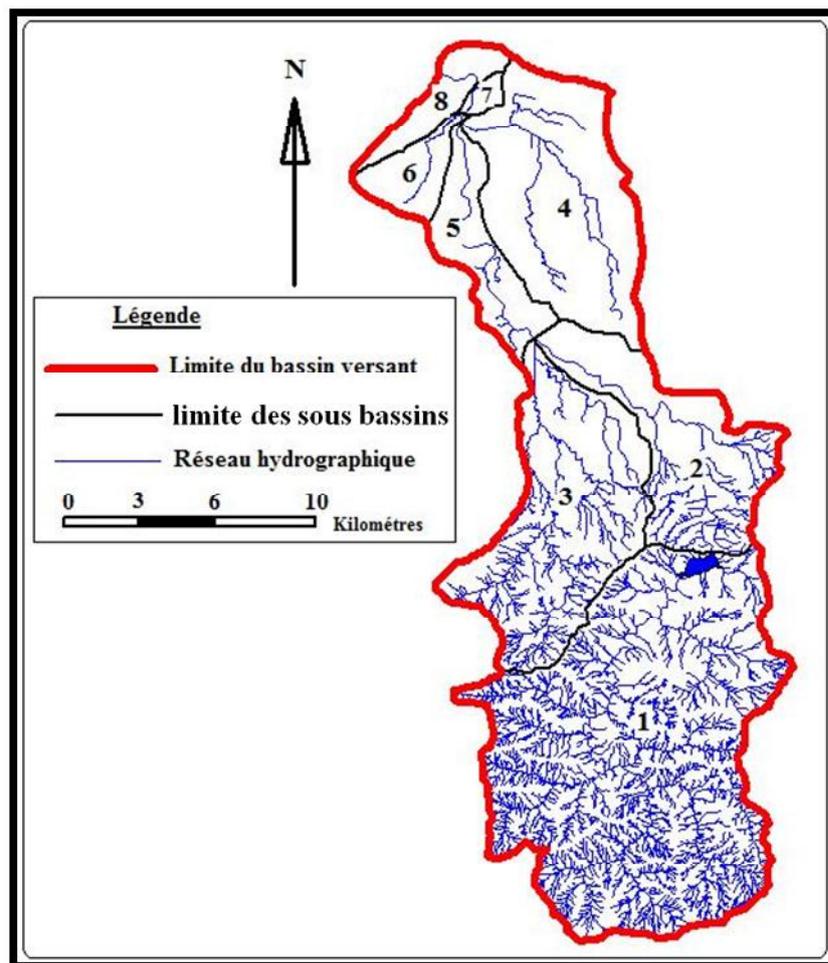


Figure III.1 : Délimitation des sous bassins versant

Les caractéristiques des différents bassins sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Caractéristiques des SBV

N° du SBV	Surface (Km ²)	H _{max} (m)	H _{min} (m)	Longueur du cours d'eau principal (Km)	Temps de concentration (h)
1	138.5	1139	200	26.53	3.23
2	37.48	200	39	15.08	3.32
3	55.69	610	93	19.32	2.82
4	52.05	61	9	13.11	4.36
5	17.14	39	9	11.84	4.79
6	8.93	25	10	1.30	0.49
7	1.85	21	8	1.30	0.51
8	8.56	8	0	2.22	1.15

Remarque: les temps de concentration ont été calculés à l'aide de la formule de Kirpich.

2. Influence du barrage El Hamiz

Données et règles d'exploitation du barrage Hamiz

Le barrage du Hamiz est situé dans la wilaya de Boumerdes, à 6 km au Sud – Est de la ville de Khemis El Khechna et à 35 km à l'Est d'Alger.



Figure III.2 : Le barrage El Hamiz

Le barrage fut construit de 1869 à 1879, dans la plaine de la Mitidja, un peu à l'amont du débouché de l'oued Arbaatache, qui prend ensuite le nom de l'oued Hamiz et surélevé en 1935 de 7 m pour augmenter le volume de la retenue.

L'ouvrage, tel qu'il existe actuellement, réalise un barrage-poids de 45m de hauteur (hauteur maxima au-dessus du point le plus bas des fondations : 50 m). La largeur totale à la base est de 41 m. La largeur en crête est de 3,30 m. Le fruit du parement amont est de 1/4, celui d'aval est variable (parabolique).

Le déversoir a un débit maximum de 750 m³/seconde. La hauteur de la crête du barrage au-dessus de celle du déversoir est de 5 m. Les ouvrages de prise sont constitués par 2 robinets de 5 m³/seconde.

Tableau III.2 : Caractéristiques du barrage Hamiz

Caractéristiques hydrologiques		
Oued	Arbaatache	
Capacité initiale (Mm ³)	14	
Capacité après surélévation (Mm ³)	21	
Apport moyen annuel (Mm ³ /an)	55	
Envasement (Mm ³ /an)	0,35	
Surface du bassin versant (Km ²)	139	
Caractéristiques du barrage		
Type	Poids	
Hauteur (m)	50	
Longueur (m)	222	
Cote retenue normale (N.N.R) (m)	174,10	
Cote Plus Haute Eaux (P.H.E) (m)	175,00	
Déversoir : Vanne cylindrique	Débit (m ³ /s)	930
	Cote sommet de la vanne en position fermée	174,30
	Cote arête inférieure de la vanne en position ouverture maximum	172,80
	Cote arête inférieure de la vanne en position fermée	167,70
	Cote du seuil	169,00

Source ANBT

L'inventaire des crues par ordre de débit maximum décroissant connues au barrage Hamiz est le suivant :

Tableau III.3 : Inventaire des crues au barrage Hamiz

Date	Débit maximum (m ³ /s)	Volume de la crue (Mm ³)	Pluie (mm)
13 et 14 avril 1954	560	5	150 en 24 heures 95 en 6 heures
26 et 27 février 1939	520	10	-
11 et 12 décembre 1935	510	-	128 en 24 heures
29 et 30 décembre 1957	420	24	126 en 30 heures
15 et 16 avril 1939	400	9	-
18 février 1939	360	16	-
21 mai 1921	300	-	93 en 3 heures
8 et 9 avril 1939	280	10	-
8, 9 et 10 avril 1954	Plusieurs crues 230, 310 et 300.	28	230 en 48 heures
7 avril 1965	180	4,8	45 en 10 heures

Source ANBT

En 1942 une étude sur modèle réduit à échelle 1/60 a été réalisée pour déterminer les caractéristiques hydrauliques de l'évacuateur de crues en fonction des hauteurs du plan d'eau et de l'ouverture des vannes. Selon la monographie du barrage, avec le plan d'eau à la cote 174.00 m, la vanne entièrement levée, le puits est saturé et débite environ 930 m³/s.

3. Calcul du débit de crue

3.1 La méthode des formules empiriques

3.1.1 Formule de Mallet-Gauthier

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

$$Q_{\max, P\%} = 2K \cdot \log(1 + AP_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$Q_{\max, P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant km²;

L : Longueur du talweg principal km;

- A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$] ;
 K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$;
 On prend $K = 1.3$;
 T : Période de retour (an) ;

3.1.2 Formule de Turazza

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \times S \times \overline{i_{tc}}}{3,6} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant ;
 i : Intensité moyenne maximale pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h ;
 C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité ;

Tableau III.4 : Valeurs de coefficient de ruissellement C

Fréquence %	1	2	5	10
Période de Retour	100	50	20	10
C	0.8	0.75	0.55	0.6

3.1.3 Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{p_{tc\%} \cdot c_e \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant en Km^2 ;
 T_c : Temps de concentration du bassin versant en h ;
 $P_{tc\%}$: précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps t_c ;
 C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence ;
 f : Coefficient de forme de la crue, peut être calculé par la formule :

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

Pour des petits bassins non boisé et sol peu perméable, on a : $\gamma = 2 \div 2.5$ on prend $\gamma = 2$

Les débits de crue des bassins versants calculés par les différentes formules sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Débit de crue pour différentes périodes de retour

Q _{max} (m ³ /s)									
N° SB	Formule de Turazza			Formule de Sokolovsky			Formule de Mallet-Gauthier		
	100 ans	50 ans	10 ans	100 ans	50 ans	10 ans	100 ans	50 ans	10 ans
1	535.53	502.06	401.65	686.60	572.92	359.60	232.76	211.34	150.27
2	144.92	135.87	108.69	176.88	147.60	92.64	86.08	78.79	58.47
3	215.33	201.88	161.50	316.47	264.07	165.74	112.79	103.01	75.54
4	178.13	166.99	133.60	210.82	175.91	110.44	128.23	117.15	86.10
5	58.66	54.99	43.99	63.19	52.73	33.10	45.88	42.18	31.95
6	54.18	50.79	40.63	201.49	168.13	65.87	73.39	67.68	52.05
7	11.22	10.52	8.42	39.58	33.02	12.94	15.85	14.72	11.67
8	51.93	48.69	38.95	81.87	68.31	26.77	53.94	49.75	38.30

3.2 La méthode SCS-CN

Cette méthode est basée sur la technique de l'hydrogramme unitaire synthétique, mis au point par le Service de la Conservation de Sols des USA. Cette méthode utilise les données locales de précipitation d'averse parallèlement aux caractéristiques facilement disponibles des bassins versants telles que la superficie du bassin, la longueur du lit, la pente du lit et le type d'utilisation des terres.

Cette méthode SCS modélise fondamentalement le processus pluie – écoulement du bassin et elle a pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue qui permet d'estimer le volume de cette crue.

Les estimations des crues par cette méthode se basent sur des évaluations des précipitations avec temps de retour donné et sur les fonctions de transformation pluie-débit afin de convertir les averses en écoulement de crue.

Son principe est décrit ci-après :

On suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de la même période de retour, les seules données nécessaires à la transformation sont les caractéristiques P(t) de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant.

Le choix de la durée de l'épisode pluvieux et du pas de temps de calcul lors de la transformation pluie-débit, dépend du « temps de réponse » ou « Lag » du bassin versant. Il s'agit du temps nécessaire entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme de crue qui en résulte.

Etant donné que les oueds de la zone d'étude ne sont pas contrôlés par des stations de jaugeage, l'estimation sera établie à partir d'une formule empirique, pour laquelle le temps de réponse sera calculé en fonction du temps de concentration (T_c) du bassin versant. Selon SCS, se basant sur l'expérience de quelques centaines de bassins, la relation est du type:

$$\text{Lag} = 0,6T_c \quad (\text{III.5})$$

L'hydrogramme élémentaire résultant de la pluie pendant un pas de temps D (heures) est considéré triangulaire par hypothèse.

$$\frac{1}{3T_c} < D < \frac{2}{3T_c} \quad (\text{III.6})$$

Il est caractérisé par :

- Le débit de pointe : Q_p .
- Le temps à la pointe : T_p .

$$T_p = \frac{D}{2} + 0,6.T_c \quad (\text{III.7})$$

- Le temps de base : T_b .

$$T_b = T_p + T_r \quad (\text{III.8})$$

Où T_r : Le temps de décrue de l'hydrogramme ;

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

$$T_r = 1,67T_p \Rightarrow T_b = 2,67T_p \quad (\text{III.9})$$

La base de calcul de la méthode repose sur la relation qui existe entre l'infiltration et l'écoulement potentiel et les valeurs réelles de ces facteurs. La relation fondamentale est :

$$\frac{F}{S} = \frac{L_R}{P_e} \quad (\text{III.10})$$

Où :

- F : Infiltration réelle ;
- S : Infiltration potentielle ;
- L_R : Lamé d'eau ruisselée ou écoulement réel ;

P_e : Écoulement potentiel ou excès de précipitation ;

La relation précédente peut être considérée valide à partir du débit de ruissellement.

Toutes les précipitations enregistrées avant ce seuil sont considérées comme non contribuant au flux superficiel. Les pertes indiquées comme pertes initiales (I_a) sont composées par l'interception, le stockage d'eau dans les dépressions du terrain et l'infiltration initiale, il en résulte : $P_e = P - I_a$ et $F = P_e - L_R$

En substituant, on obtient :

$$L_R = \frac{P_e^2}{P_e + S} \quad (\text{III.11})$$

Se basant sur l'étude d'un grand nombre d'averses, les experts du SCS ont établi une relation empirique entre I_a et S .

$$I_a = 0,2S \quad (\text{III.12})$$

On obtient la relation :

$$L_R = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

P : Pluie cumulée (mm), fonction du temps ;

S : Déficit d'écoulement maximal fictif (mm) de la forme

$$S = S_0 + S_1 t \quad (\text{III.14})$$

S_0 : Seuil de ruissellement (mm)

S_1 : Assimilable à une vitesse d'infiltration (mm/h)

t : Temps (heures)

L'infiltration potentielle S dépend des facteurs édaphiques, des conditions du terrain et d'humidité. En fonction d'un grand nombre d'hydrogrammes, SCS a estimé S sur la base d'une valeur appelée N (où CN : Curve Number, Numéro de courbe).

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \quad (\text{III.15})$$

Cette méthode est très utilisée en hydrologie, en permettant une bonne approximation du débit de crue pour des bassins versant sans données hydrométriques.

Les données de base pour la méthode SCS-CN

3.2.1 Le temps de réponse (Lag)

Les résultats de calcul du temps de réponse sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Le temps de réponse pour les différents SBV

N° du BV	T _c (h)	Lag (min)
1	3.23	116.22
2	3.32	119.34
3	2.82	101.39
4	4.36	156.87
5	4.79	172.34
6	0.49	17.57
7	0.51	18.54
8	1.15	41.46

3.2.2 Calcul de CN

Pour les sous bassins versants de la zone d'étude, les données sur l'utilisation des terres, les conditions édaphiques et les méthodes de pratique culturales sont déterminés à partir de la carte d'occupation des sol du bassin de l'oued El Hamiz établie à cet effet et les valeurs les plus courantes du numéro de la courbe de saturation fournies par SCS.

Tableau III.7 : Les valeurs de CN

N° du BV	Surface Km ²			CN pondéré	Pourcentage des surfaces imperméables (%)
	Forêt	Agricole	Agglomération		
1	120.33	17.93	0.24	71.99	0.17
2	4.20	22.67	10.61	71.56	28.31
3	26.33	23.25	6.11	70.98	10.97
4	0.10	33.30	18.65	72.18	35.83
5	0.00	10.69	6.45	72.53	37.63
6	0.00	5.43	3.50	72.84	39.19
7	0.00	0.19	1.66	82.95	89.73
8	0.08	0.64	7.84	83.39	91.59

3.2.3 Laminage de la crue du barrage El Hamiz

Pour tenir en compte l'influence du barrage à l'aval, on introduit ses caractéristiques notamment la géométrie du l'évacuateur de crue et la courbe capacité-hauteur.

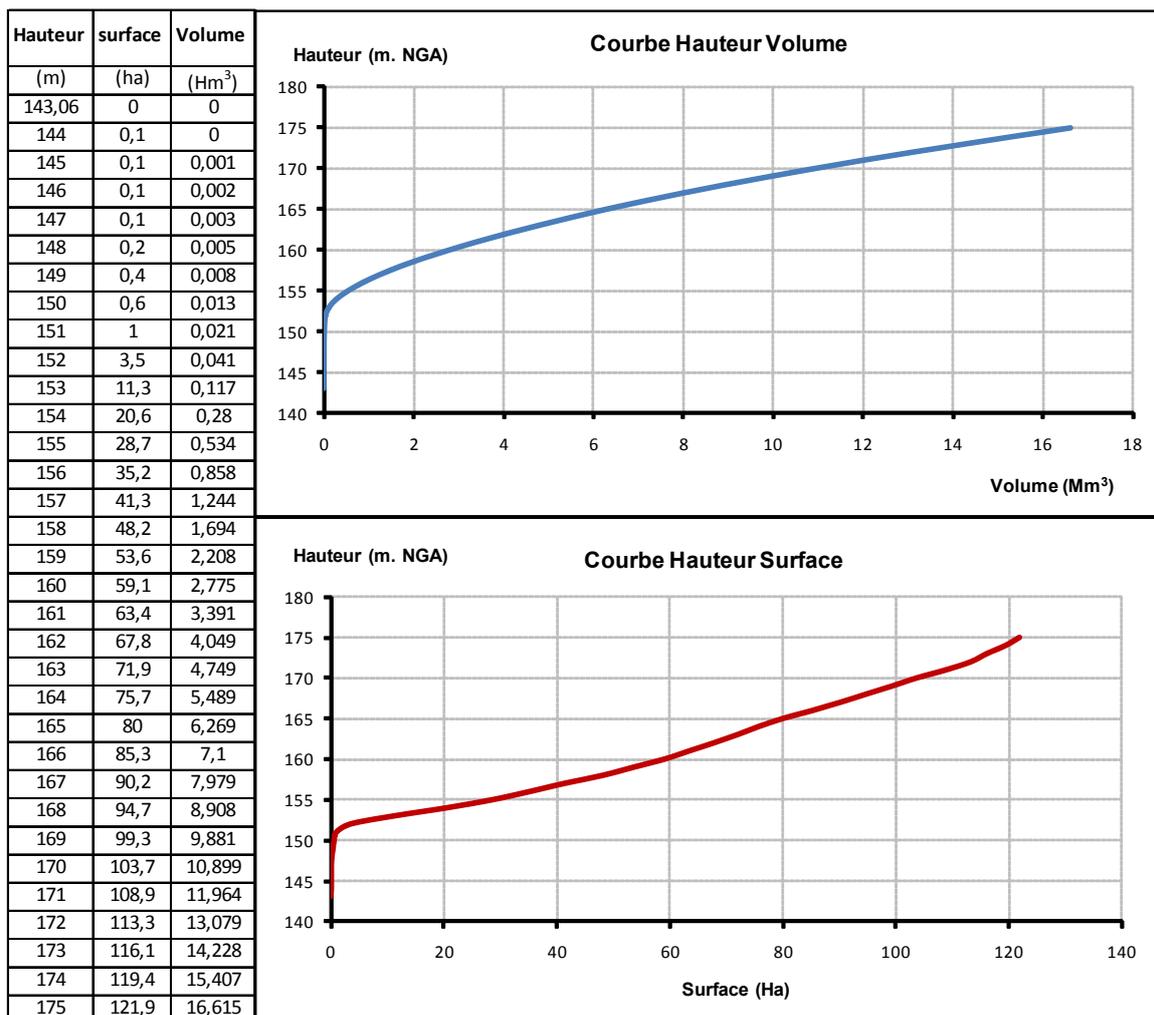


Figure III.3 : Courbes capacité-hauteur et capacité-surface du barrage

3.2.4 Outil de simulation HEC HMS

Le système de modélisation hydrologique (HEC-HMS) est conçu pour simuler les processus hydrologiques complets de systèmes de bassins versants. Le logiciel inclut de nombreuses procédures d'analyse hydrologique traditionnels tels que l'infiltration événement, hydrogrammes unitaires, et le routage hydrologique. HEC-HMS comprend également des procédures nécessaires pour la simulation continue, y compris l'évapotranspiration, la fonte des neiges, et la comptabilité de l'humidité du sol.

Le programme est un système de modélisation généralisée capable de représenter de nombreux bassins versants différents. Un modèle du bassin versant est construit en séparant le cycle de l'eau en éléments gérables et la construction de frontières autour du bassin versant d'intérêt. Tous les flux de masse ou d'énergie dans le cycle peuvent alors être représentés par

un modèle mathématique. Dans la plupart des cas, plusieurs choix de modèles sont disponibles pour représenter chaque flux.

Pour notre étude, la simulation du processus hydrologique a été faite pour différentes périodes de retour (50ans et 100ans) et pour différentes durée d'intensité (6 heures et 24heurs). Mais en Algérie, puisque la majorité des inondations sont dues à des crues de période de retour centennale et des intensités inférieure à 6h, on va s'intéresser seulement aux résultats obtenus avec la période de retour centennial et une durée d'intensité égale à 6h.

3.2.5 Les résultats de la simulation

Tableau III.8 : Le débit de pointe pour chaque sous bassin

N° du BV	La surface drainée (Km ²)	Débit de pointe (M ³ /s)
1	138.5	275.2
Barrage	138.5	163.6
2	37.48	117.5
3	55.69	140.4
4	52.05	173.3
5	17.14	52.9
6	9.931	125.3
7	1.847	31
8	8.558	95.5
EX	321.196	397.8

On va présenter ci-dessous les résultats du sous bassin versant 1 et l'exutoire ainsi que le laminage du barrage. Et pour les autres sous bassins voir Annexe.

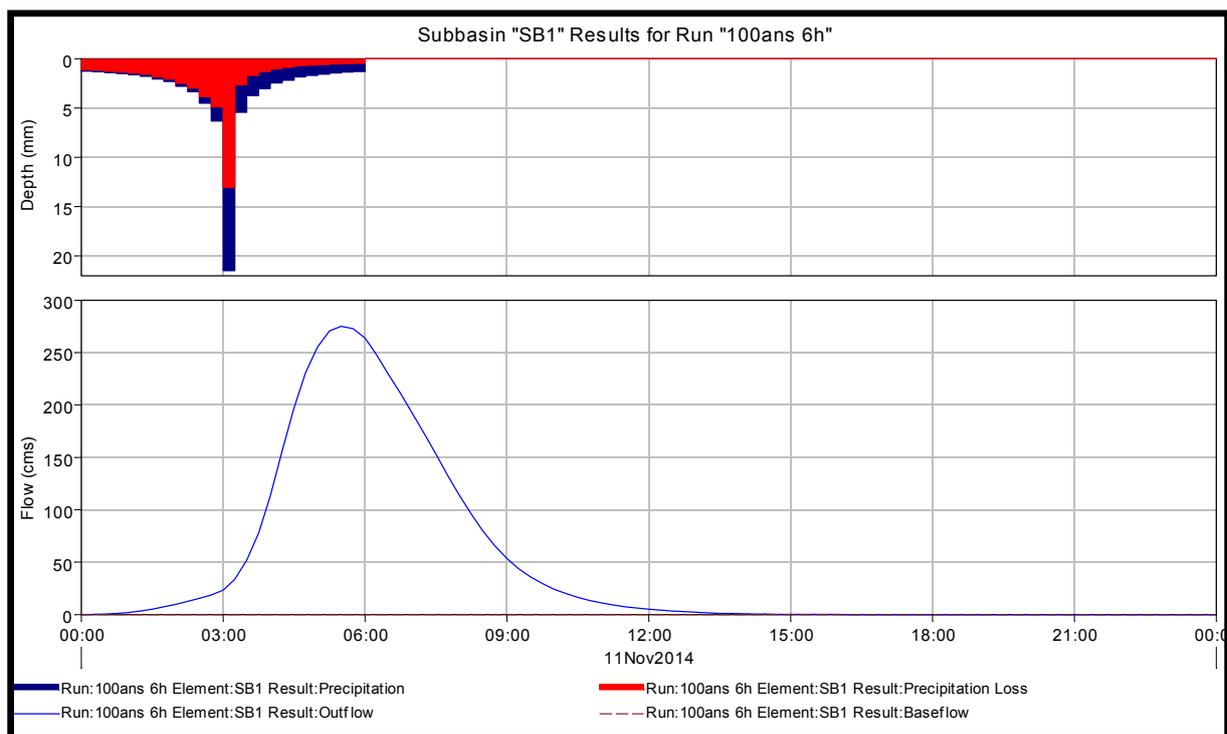


Figure III.4 : Hydrogramme de crue du BV 1

Tableau III.9 : Laminage de la crue au niveau du barrage El Hamiz

T(h)	Débit d'entrée (m ³ /s)	Débit de sortie (m ³ /s)	T(h)	Débit d'entrée (m ³ /s)	Débit de sortie (m ³ /s)	T(h)	Débit d'entrée (m ³ /s)	Débit de sortie (m ³ /s)
00:00	0	0	08:00	113.4	157	16:00	0	17.7
00:30	0.4	0	08:30	79.6	144.4	16:30	0	15.8
01:00	1.8	0	09:00	53.4	128.7	17:00	0	14.1
01:30	5.1	0	09:30	35.8	112.4	17:30	0	12.7
02:00	9.8	0.2	10:00	24.2	97.1	18:00	0	11.4
02:30	15.4	0.6	10:30	16.3	83.5	18:30	0	10.3
03:00	23.1	1.4	11:00	11	71.7	19:00	0	9.4
03:30	51.9	3.4	11:30	7.5	61.3	19:30	0	8.5
04:00	113	9.5	12:00	5.1	52.5	20:00	0	7.8
04:30	197.5	25.6	12:30	3.3	45.1	20:30	0	7.1
05:00	255.3	54.7	13:00	2	39	21:00	0	6.5
05:30	275.2	90.4	13:30	1.1	33.8	21:30	0	6
06:00	263.7	124	14:00	0.7	29.4	22:00	0	5.6
06:30	228.9	148.4	14:30	0.4	25.7	22:30	0	5.1
07:00	192.4	161.2	15:00	0.2	22.6	23:00	0	4.7
07:30	152.9	163.6	15:30	0.1	19.9	23:30	0	4.4

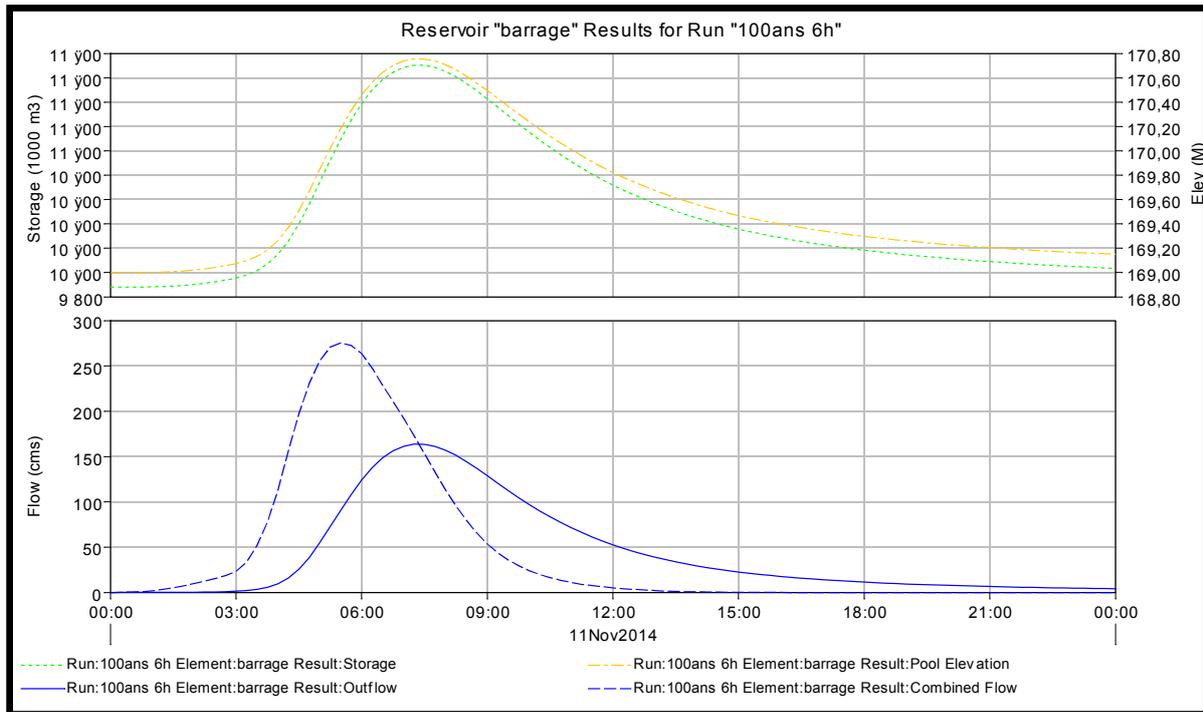


Figure III.5 : Laminage de la crue au niveau du barrage El Hamiz

Tableau III.10 : Débit de crue à l'exutoire

Temps (h)	Débit (m ³ /s)	Temps (h)	Débit (m ³ /s)	Temps (h)	Débit (m ³ /s)
00:00	0	08:00	327.2	16:00	107.2
00:30	2.2	08:30	378.4	16:30	91.2
01:00	8.9	09:00	397.8	17:00	77.5
01:30	19.4	09:30	378.9	17:30	65.6
02:00	26.9	10:00	336.2	18:00	55.7
02:30	35.7	10:30	291.8	18:30	47.5
03:00	52.7	11:00	263	19:00	40.8
03:30	117.6	11:30	247.4	19:30	35.2
04:00	189.4	12:00	237.4	20:00	30.5
04:30	224.1	12:30	228.1	20:30	26.6
05:00	162.1	13:00	217	21:00	23.3
05:30	171.8	13:30	203.4	21:30	20.6
06:00	213.5	14:00	186.5	22:00	18.2
06:30	251.9	14:30	166.8	22:30	16.2
07:00	271.7	15:00	145.9	23:00	14.5
07:30	287	15:30	125.6	23:30	13

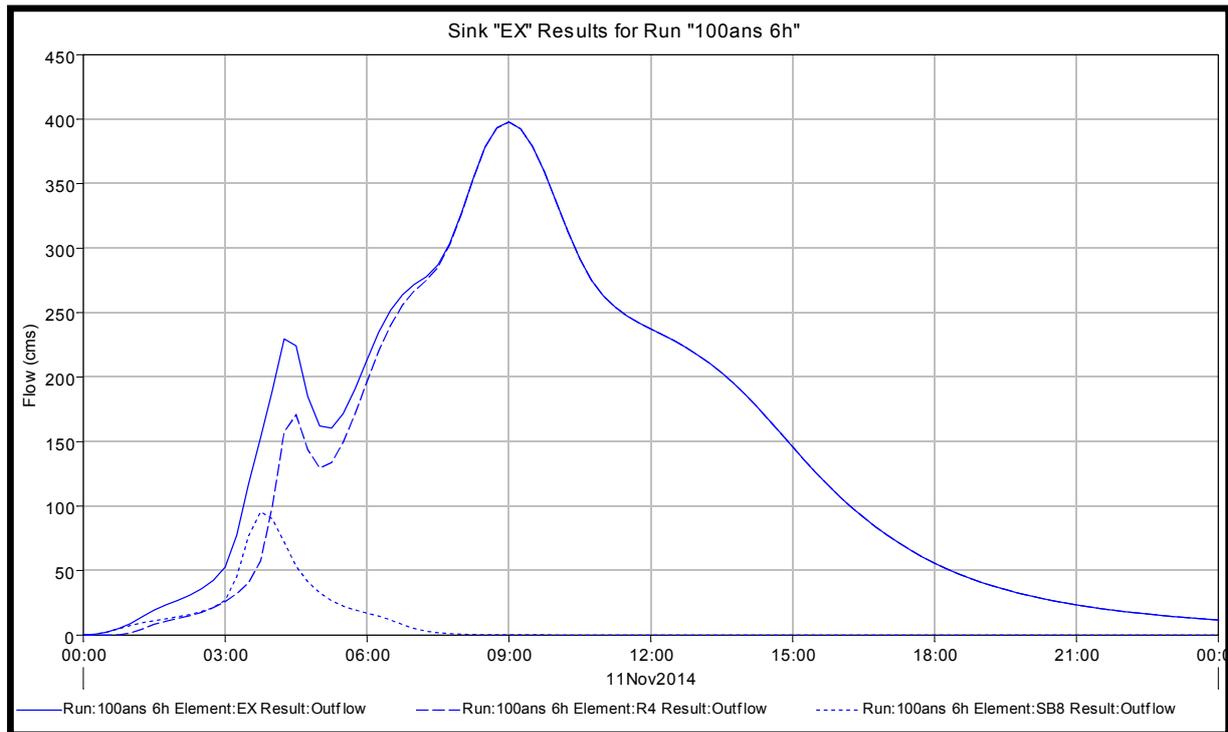


Figure III.6 : Hydrogramme de crue à l'exutoire

3.3 Choix de la méthode de calcul

Pour les résultats obtenus à l'aide des méthodes empiriques, on voit bien une variabilité plus ou moins importante entre les trois formules (Mallet-Gauthier, Turazza et Sokolovsky), ce qui est la conséquence du fondement empirique de ces méthodes avec des conditions d'application et des hypothèses différentes.

En plus, l'utilisation de ces formules ne nous permet pas de tenir en compte de l'influence du barrage El Hamiz sur l'écoulement en aval.

D'autre part, la méthode SCS-CN nous donne l'occasion de prendre en considération plusieurs facteurs (la variation de l'humidité, le type du sol, le temps de concentration ainsi que l'interception des végétaux) liées au bassin versant, ainsi le laminage de la crue au niveau du barrage.

Donc, on opte pour la méthode SCS-CN pour son fondement scientifique et la qualité des résultats qu'elle nous fournit.

3.4 Interprétation des résultats

- Pour le laminage du barrage El Hamiz, on voit que le décalage entre le débit de pointe à l'entrée et celui de sortie est de 2h, et la différence des deux pointes s'évalue à $111.6\text{m}^3/\text{s}$. Donc le barrage nous permet de diminuer la crue centennale issue du SBV1 à 40%.

- Le débit de pointe au niveau du sous bassin 4 est très important ($173.3\text{m}^3/\text{s}$), ce qui est dû à l'importance de la surface de ce bassin ainsi que la forte urbanisation de la région. Donc on aura un débit très important à l'aval de la confluence entre oued El Hamiz et oued Bouréah qui draine les eaux du SBV4.

Conclusion

L'estimation des débits de crues a été faite par la méthode CSC-CN pour une période de retour centennale et une durée d'intensité égale à 6h.

L'influence du barrage El Hamiz sur l'écoulement en aval est bien apparente en diminuant le débit de pointe du SBV 1 à 40%.

A la fin de ce chapitre, on a pu déterminer les débits auxquels on va vérifier la capacité du cours d'eau et dimensionner les ouvrages nécessaires pour la protection des zones urbaines et agricoles contre les inondations.

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés**Introduction**

Les cours d'eau sont des milieux complexes qui réunissent à la fois des intérêts d'études :

- Naturels (faune et flore) ;
- hydraulique (protection des berges, évacuation des eaux) ;
- hydrologique (étiage, crues et inondations) ;

L'état des cours d'eaux évolue au gré de leur dynamique fluviale et végétale. Les activités humaines développées sur leurs berges peuvent également modifier cet état. L'entretien et donc souvent nécessaire pour maintenir les rivières dans un état de bon fonctionnement pour éviter l'inondation.

L'objectif de ce chapitre est de décrire l'état général de l'oued El Hamiz ainsi son comportement vis-à-vis la crue du projet pour mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau répondant aux exigences bien définies.

1. Description générale

Dans cette partie de l'étude, on essayera de donner une description générale sur les cours d'eau et les différents ouvrages existants.

Sur le tronçon étudié, six ouvrages d'infrastructures routières et ferroviaires franchissent l'oued Hamiz dans la zone d'étude, il s'agit de l'aval vers l'amont suivant le point kilométrique :

- La RN 24 (PK 1.7)
- La RN 5, route Alger – Rouiba (PK 7.2)
- La voie ferrée située à l'aval immédiat d'une ancienne route (PK 8.9)
- L'autoroute A61 (PK 9.1)
- Le pont de l'aéroport (PK 10.5)
- Le pont de la CW149, route Hammadi – Alger (PK 14.4)

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

1.1 Description des tronçons de l'oued

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

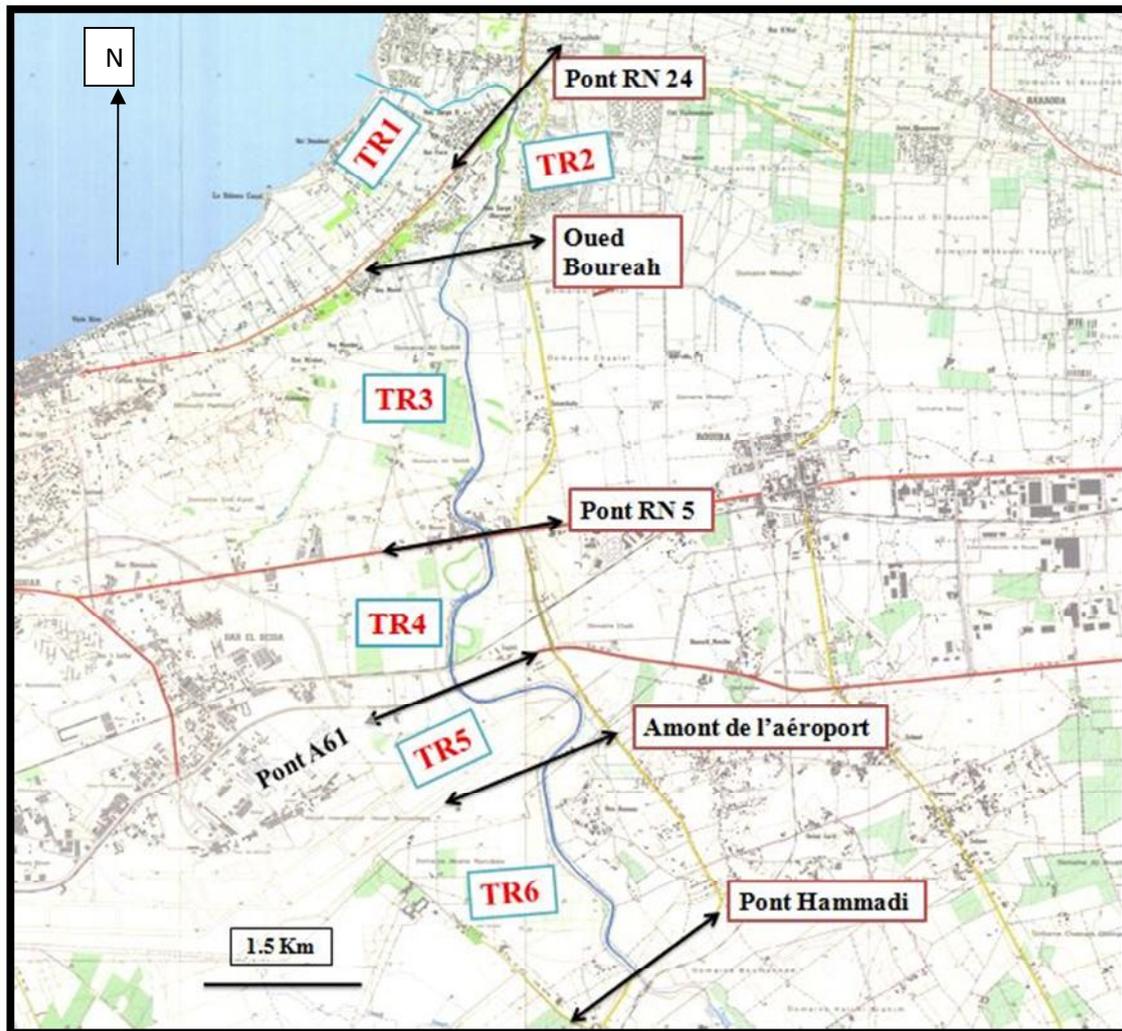


Figure IV.1 : Les différents tronçons du cours d'eau

1.1 TR 1 (1700 m) : entre la mer et le pont de la RN 24

Le lit n'a pas été aménagé, le lit mineur présente une largeur d'environ 25 m et les berges du lit mineur sont végétalisées. Le lit majeur est densément urbanisé en rive droite et gauche avec quelques surfaces cultivées en rive gauche.

Le tronçon situé entre Kahouat Echergui et l'embouchure est dans sa totalité urbanisé très anarchiquement, malgré que ces constructions sont en dur, elles ne sont pas contrôlées et empiètent sur les berges et les dégrade en réduisant dangereusement la servitude. Cette partie n'a pas été protégée par de digues de protection.

Au niveau de l'embouchure des constructions précaires sont installés sur les deux rives.



Figure IV.2 : Etat du tronçon 1

1.2 TR 2 (1900 m) : entre la RN 24 et la confluence avec l'oued Bouréah

Le lit mineur présente une largeur d'environ 15 à 20 m et les berges sont végétalisées. Le lit n'a pas été aménagé. Des espèces agricoles subsistent sur certains sous-tronçons, de part et d'autre de l'oued.



Figure IV.3 : Etat du tronçon 2

1.3 TR 3 (3600 m) : entre l'oued Bouréah et la RN5

L'oued a été aménagé dans les années 70. Le lit mineur présente une largeur de près de 15 m et les berges sont végétalisées. La plaine est protégée par des digues en rive droite et gauche. A l'intérieur des digues, un lit moyen a été aménagé à un niveau intermédiaire de part et d'autre du lit mineur. Sur ce dernier, des constructions d'habitat précaire ont été implantées.



Figure IV.4 : Etat du tronçon 3

1.4 TR 4 (1900 m) : entre le pont de la RN5 et l'A61

L'oued a été aménagé dans les années 70. Le lit mineur présente une largeur de près de 15 m et les berges sont végétalisées. La plaine est protégée par des digues en rive droite et gauche.

Du point de vue lithologique, les berges de l'oued sont constituées d'un sol limono-argileux.

La végétation est constituée par d'herbacés et d'eucalyptus dont les racines jouent un important rôle contre l'érosion.

La totalité de ce tronçon est endigué sur les deux rives, ces digues sont mal entretenues très dégradées par l'action anthropique.



Figure IV.5 : Etat du tronçon 4

1.5 TR 5 (2200 m) : entre le pont de l'A61 et l'amont de l'aéroport

L'oued a été aménagé. Le lit mineur est caractérisé par une largeur d'environ 15 m et les berges sont végétalisées. La plaine est protégée par des digues en rive droite et gauche. Un aménagement avec mise en place de dalles de béton armé sur le lit majeur et enrochements sur géotextile dans le lit mineur.



Figure IV.6 : Etat du tronçon 5

1.6 TR 6 (3100 m) : entre l'amont de l'aéroport et le pont de Hammadi (CW 149)

L'oued a été aménagé dans les années 1970. Le lit mineur présente une largeur de près de 15m et les berges sont végétalisées. La plaine est protégée par des digues en rive droite et gauche.



Figure IV.7 : Etat du tronçon 6

1.2 Caractéristiques morphologiques du cours d'eau

Le lit de l'oued n'est pas fixe, il peut se déplacer rapidement (en quelques jours lors d'une crue) ou évoluer lentement (quelques années) ou dans certains cas, nous pouvant attendre un état d'équilibre qui correspond en fait à un tracé qui évolue très lentement.

Une vue aérienne sur l'oued avec GoogleEarth nous a permis de constater que le tracé actuel se caractérise par un style très sinueux. Ce dernier a été confirmé par le calcul du coefficient de sinuosité C_s .

$$C_s = \frac{L_m}{L_{vo}} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

L_m : Longueur totale suivant les méandres (Km) ;

L_{vo} : Longueur à vol d'oiseau (Km) ;

La rivière est dite rectiligne quand ce coefficient est inférieur à 1.05, elle est dite sinueuse jusqu'à 1,25, très sinueuse jusqu'à 1.5. (*Degoutte. 2006*)

Pour notre cas, ce paramètre égale à 1.37 ; ce qui convient de dire que notre tracé est très sinueux.

2. Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels ou artificiels sont des écoulements à surface libre (à la pression atmosphérique) qui suit la pente du fond du canal.

2.1 Les types d'écoulement

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur et la vitesse par rapport au temps et l'espace.

- **Variabilité dans le temps**

Un écoulement est dit permanent si toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps (La profondeur, la vitesse). Par conséquent le débit est constant.

Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

- **Variabilité dans l'espace**

L'écoulement est dit uniforme si les propriétés de l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. Ce qui convient à dire que la ligne de la pente du canal est parallèle à la surface libre de l'eau. $J_f = J_w$.

Lorsque les propriétés de l'écoulement varie graduellement, la profondeur et la vitesse entre deux section ne changent que lentement. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon.

2.2 Les régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide dans un canal à surface libre engendre des forces d'inerties, de gravités et de frottements (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels qui définissent les différents régimes d'écoulement :

- **Le nombre de Reynolds :**

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

- $Re < 500$ \Rightarrow Ecoulement laminaire
- $Re > 2000$ \Rightarrow Ecoulement turbulent
- $500 < Re < 2000$ \Rightarrow Ecoulement transitoire

Dans la pratique, on ne rencontre en générale que les écoulements turbulents, souvent rugueux.

- **Le nombre de Froude**

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

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

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

- $Fr < 1$ et $Re < 500$ \Rightarrow Ecoulement fluvial laminaire
- $Fr < 1$ et $Re > 2000$ \Rightarrow Ecoulement fluvial turbulent
- $Fr > 1$ et $Re < 500$ \Rightarrow Ecoulement torrentiel laminaire
- $Fr > 1$ et $Re > 2000$ \Rightarrow Ecoulement torrentiel turbulent

2.3 Dimensionnement des canaux

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. Bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude de base pour tous les autres types d'écoulement. (*Graf Altinakar 2000*)

Les formules principales de calcul

- **La relation de type Chézy**

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \quad (\text{IV.2})$$

On utilisant la relation suivante : $Q = V \times S$ on obtient :

$$Q = C \cdot S \sqrt{R \times I} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

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

S : section mouille (m^2) ;

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

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

- **La formule de MANNING-STRICKLER**

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning.

$$Q = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal et $n = 1/K$ ($\text{m}^{-1/3}\text{s}$) ;

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

3. Choix du model de modélisation

La modélisation hydraulique des cours d'eau naturels en régime de crue est intimement liée aux données topographiques qui forment l'ossature du model géométrique utilisé pour les modélisations. Une recherche des caractéristiques des principaux modèles existant en hydraulique fluviale avec leurs atouts et leurs limites est donc nécessaire.

Dans un écoulement dans un oued, on parle d'écoulement en composés (lit mineur et majeur) où les caractéristiques de vitesse, hauteur d'eau et rugosité varient le long des lits d'oued. L'interface entre les lits est donc primordiale, elle est la source de la majorité des incertitudes pour la simulation des écoulements débordants. (*Bousmar, 2002, CETMEF, 2004 Proust, 2005*)

On identifie de fortes pertes de charges dans cette zone et dans la couche limite (interface entre le fond de l'oued et le fluide).

- Pertes de charge par frottement et microturbulence au fond du cours d'eau.
- Perte de charge dues aux macroturbulences issues de la différence de vitesse entre lit lits.
- Perte par transfert de quantité de mouvement entre les lits.

La plupart des modèles unidimensionnels à lits composés prennent en charge les pertes par frottement et microturbulences comme HEC-RAS et Mike 11, d'autres tentent de prendre en charge les deux premiers types de pertes. La caractéristique principale de codes unidimensionnels est qu'ils moyennent la hauteur d'eau sur chaque section en travers perpendiculaire aux lits majeur et mineur. Ceci provient de leurs structures et les équations qui les régissent. Ils sont constitués d'un ensemble de sections en travers perpendiculaires aux écoulements.

La comparaison effectuée par Horrit et Bates (2002) entre trois modèles de modélisations (LISFLOOD-FP, HEC-RAS, et Telmac 2D) a mis en évidence les bons résultats du logiciel HEC-RAS, qui obtient des résultats d'une précision comparable à ceux des deux autres. Cet article conforte le choix du logiciel HEC-RAS version 4.1.0 pour notre étude.

4. Le mode de calcul HEC-RAS

4.1 Introduction au logiciel

Le système de modélisation HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*) est un logiciel d'hydraulique fluviale intégrant une panoplie de techniques de calcul hydraulique en régime fluviale et torrentiel. Il a été développé en tant que partie intégrante d'un ensemble de logiciels dédiés aux études hydrologiques et hydrauliques permettant de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par l'ingénierie hydrologique des USA dans le cadre du projet NextGen. Ce projet englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : simulation pluie-débit, hydraulique fluviale, simulation des systèmes des réservoirs, analyse des dommages d'inondations, ...etc.

Les calculs de lignes d'eau d'écoulements graduellement variés sont basés sur l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge sont évaluées par l'équation de Manning-Strickler pour le terme de frottement et par des coefficients de contraction-expansion. Les calculs de lignes d'eau permettent tant l'analyse de la capacité de cours d'eau (risques de débordement, inondations) que l'étude de l'impact de modifications des conditions de bords (ponts, endiguements).

La résolution de ces ensembles d'équations nécessite, comme données d'entrée, la géométrie du cours d'eau, ses caractéristiques de rugosité et le débit d'écoulement.

4.2 Banque de données nécessaire à l'application de HEC-RAS

4.2.1 Les données géométriques

L'application du model HEC-RAS est basé sur la subdivision du réseau hydrographique en plusieurs sections (profil en travers) perpendiculaires au sens d'écoulement.

Pour avoir une meilleure précision dans la conception des profils en travers et les exporter vers HEC-RAS, on a fait appel au logiciel AutoCAD Civil 3D. Cette procédure nécessite d'avoir un levé topographique du cours d'eau doté du modèle numérique de terrain (MNT). En déterminant l'axe du cours d'eau, on trace les sections en travers pour chaque intervalle de distance et on crée un fichier d'extension (.geo) qui sera exporté vers HEC-RAS.

Le choix de la distance entre les profils se fait généralement en fonction du tracé du cours d'eau, autrement dit à chaque changement de pente et à chaque changement de direction, et plus cette distance est petite plus les résultats de calcul se rapproche à la réalité.

Mais puisqu'on travail avec AutoCAD Civil 3D, on à tracé un profil en travers pour chaque 20 m le long de l'oued comme la montre la figure ci-dessous :

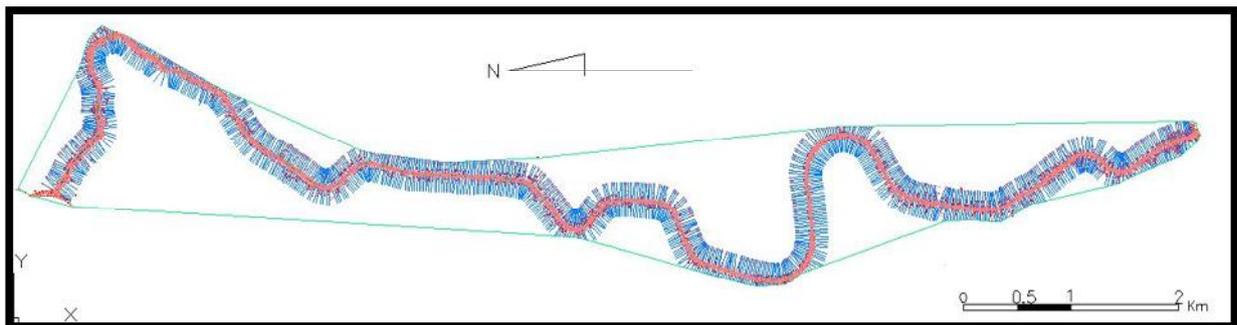


Figure IV.8 : Définition des sections en travers sur AutoCAD Civil 3D

Après avoir exporté les sections en travers vers HEC-RAS, il reste de faire le calcul du coefficient de Manning-Strickler

4.2.2 Estimation de la rugosité n de Manning

Les valeurs de la rugosité choisit sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur). Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas une règle solide et précise permettant de définir ce paramètre avec exactitude. Les facteurs qui affectent la rugosité des lits d'oued comprennent :

- Matériaux du lit ;
- Forme des lits ;

- Tendence à la formation des méandres ;
- Obstacles à l'écoulement ;
- Changement dans la géométrie entre les sections ;
- Etat de la végétation ;

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de n est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément. (*G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients*)

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_3 + n_4) \times m \quad (\text{IV.2})$$

Avec

- n_0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne où les parois et le fond sont homogènes ;
- n_1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.
- n_2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée ;
- n_3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre, ... ;
- n_4 : Traduit l'influence de la végétation ;
- m : Ce facteur correctif traduit l'importance des méandres qui peut être estimé par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les valeurs estimées pour les différents coefficients

Facteur	Caractéristique	Valeur
n ₀	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n ₁	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n ₃	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
m	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

Pour notre étude, on a estimé une valeur moyenne du coefficient de rugosité pour chaque tronçon en tenant compte des différents facteurs cités ci-dessus se basant sur les photos prises pour chaque tronçon. [Guy B. Fasken 1963].

Les valeurs estimées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Le coefficient de Manning n pour chaque tronçon

Tronçon	Valeurs de n	
	Lit mineur	Lit majeur
1	0.03	0.035
2	0.03	0.04
3	0.038	0.052
4	0.038	0.046
5	0.013	0.013
6	0.035	0.045

4.2.3 Les données de débits

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la simulation HEC-HMS dans le chapitre précédent.

Tableau IV.3 : Débit de crue des différents tronçons

N°	Tronçon	Débit (m ³ /s)
Q ₁	Oued El Hamiz du pond Hammadi jusqu'à la confluence avec oued Bouréah	259.6
Q ₂	Oued El Hamiz entre les confluences avec oued Bouréah et Bakoura	392
Q ₃	Oued El Hamiz entre les confluences avec oued Bouréah et Sidi Ali	397.5
Q ₄	Oued El Hamiz de la confluence avec oued Sidi Ali jusqu'à l'exutoire	399

4.3 Simulation de l'oued El Hamiz à son état naturel

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

4.3.1 Les résultats de la simulation

Les résultats de la simulation nous indiquent la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement dans chaque section transversale.

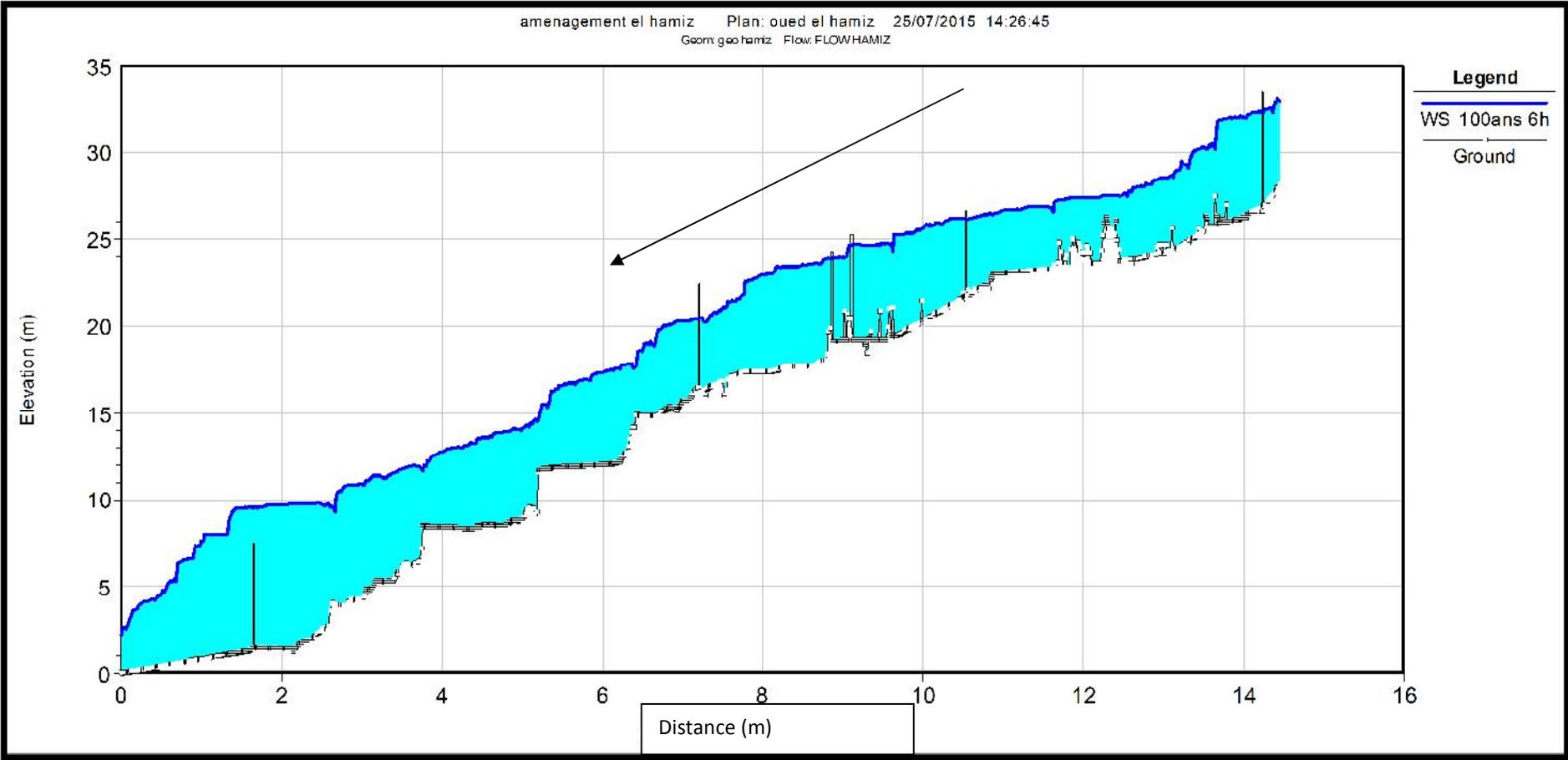


Figure IV.9: profile de la hauteur d'eau au passage de la crue

Le profil de la hauteur d'eau illustre bien des zones à une hauteur d'eau très élevée ce qui est clair surtout au niveau des ouvrages routiers traversant le cours d'eau.

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

Tronçon 6 :

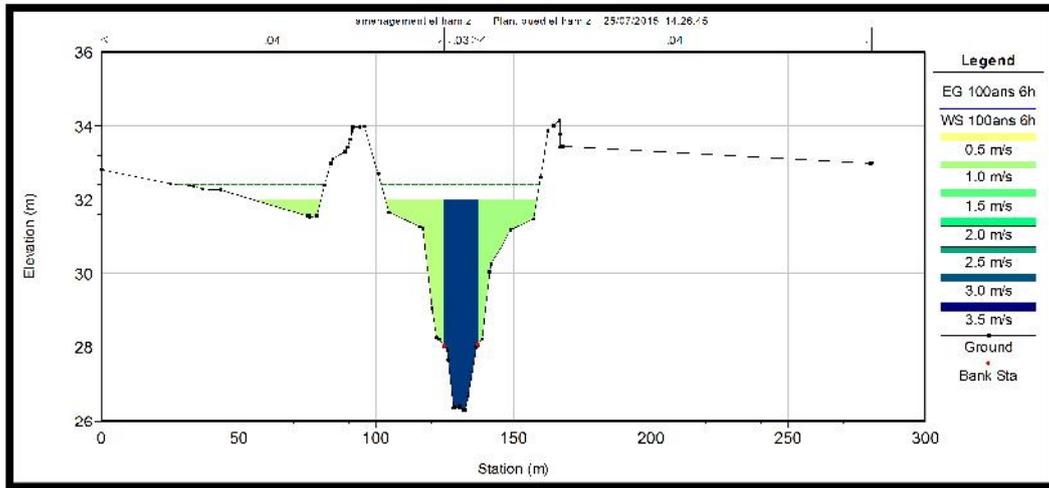


Figure IV.10 : Profil en travers du tronçon 6 au passage d'une crue centennale

Dans ce tronçon, la hauteur d'eau varie entre 4 et 6 m et les vitesses d'écoulement atteints jusqu'à 4.2 m/s. La capacité de ce tronçon permet le passage de la crue centennale sauf dans quelques zones où des débordements ont été observés dans la rive gauche.

Tronçon 5 :

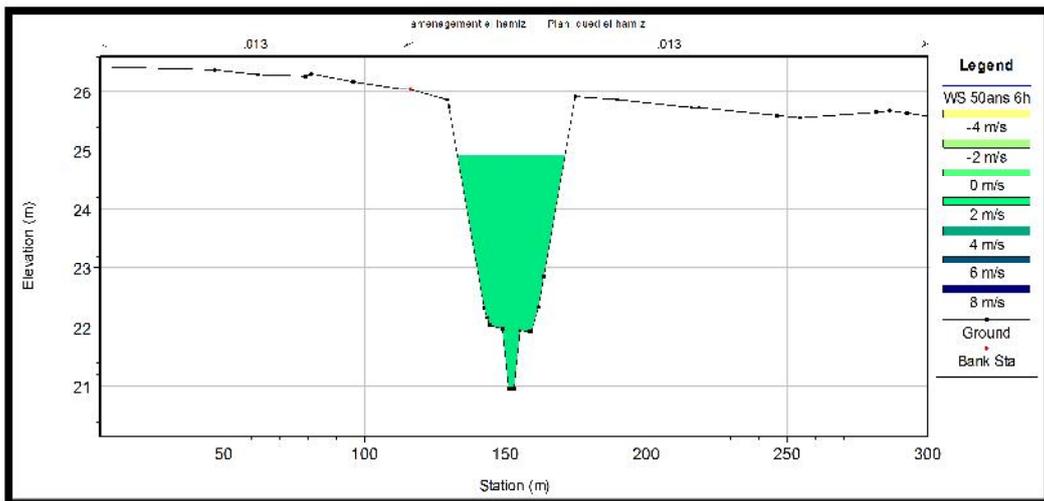


Figure IV.11 : Profil en travers du tronçon 5 au passage d'une crue centennale

Ce tronçon au niveau de l'aéroport a été déjà aménagé par la projection d'un canal trapézoïdal en béton, et sa capacité permet suffisamment d'évacuer la crue centennale sans qu'il y ait débordement

Tronçon 4 :

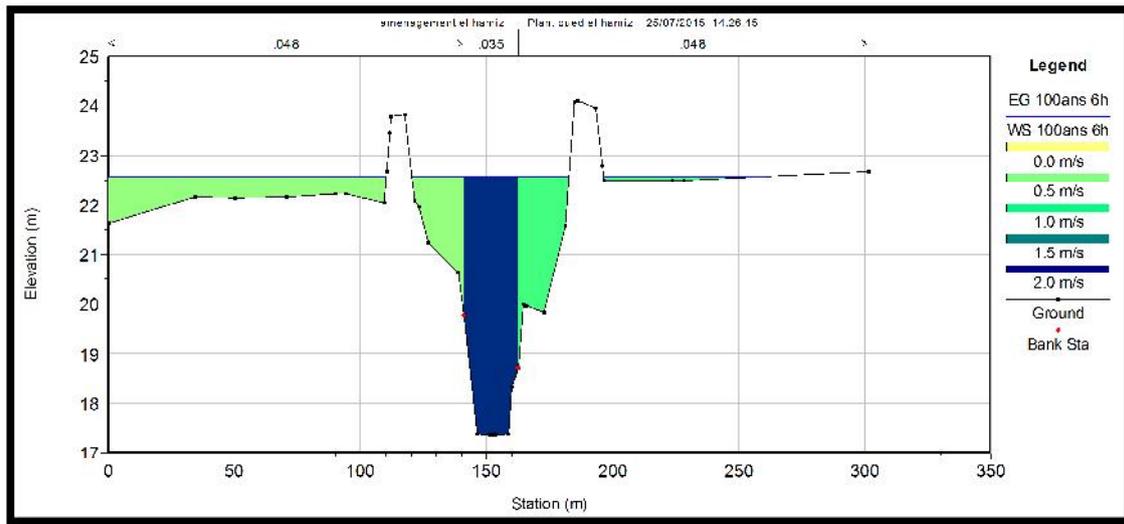


Figure IV.12 : Profil en travers du tronçon 4 au passage d'une crue centennale

La hauteur d'eau arrive jusqu'à 5m et la vitesse d'écoulement varie entre 1 et 3.5m/s. Le passage de la crue centennale montre des zones de capacité insuffisante pour l'évacuation, ce qui est traduit par débordements dans les deux rives du cours d'eau.

Tronçon 3 :

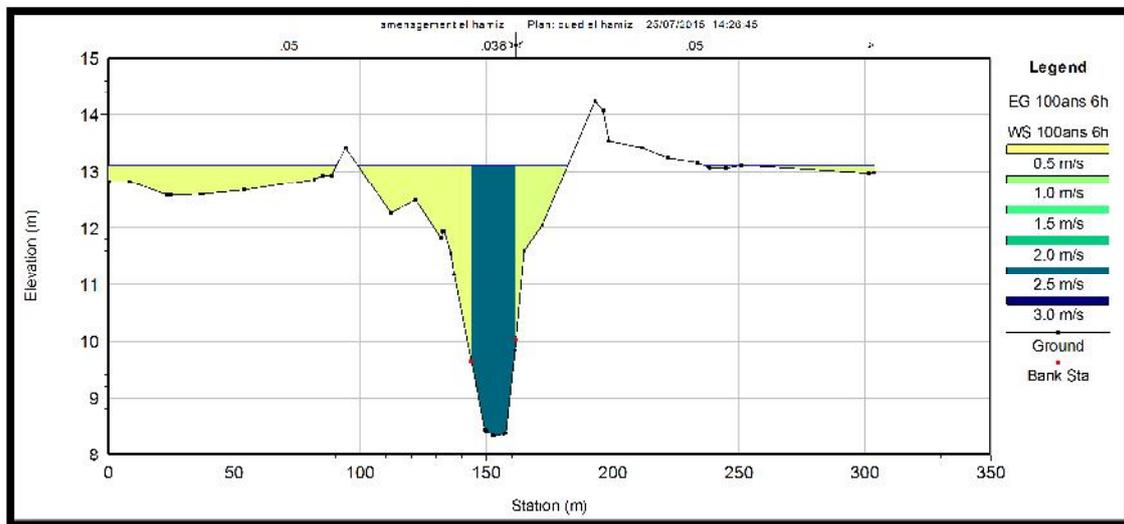


Figure IV.13 : Profil en travers du tronçon 3 au passage d'une crue centennale

Dans ce tronçon, la hauteur d'eau atteint en moyenne 5m, et les vitesses d'écoulement varient entre 1 et 4.5 m/s. Des débordements ont été remarqués lors du passage de la crue centennale pour les deux rives du cours d'eau.

Tronçon 2 :

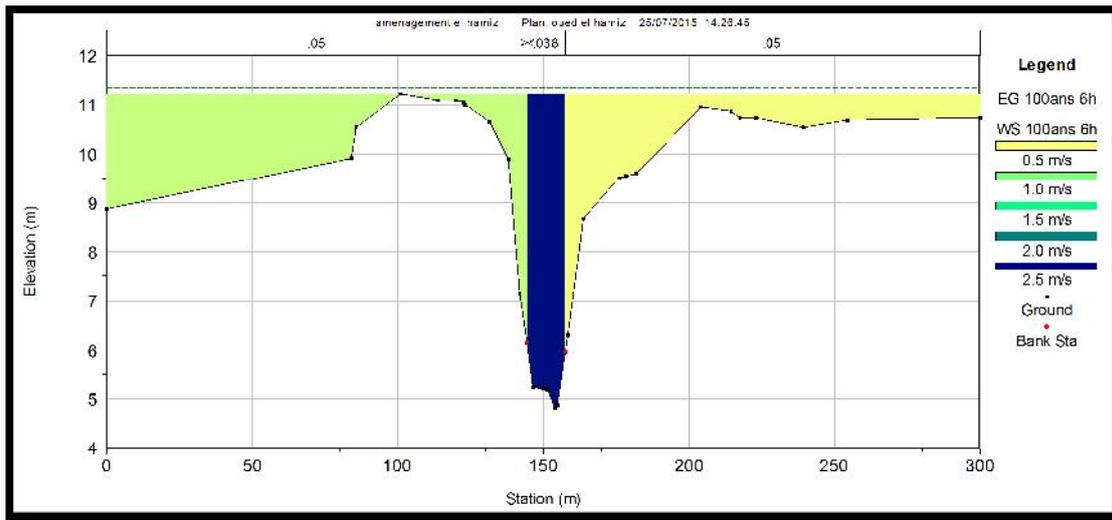


Figure IV.14 : Profil en travers du tronçon 2 au passage d'une crue centennale

La hauteur d'eau dans ce tronçon dépasse 6m, ce qui est dû à l'augmentation du débit à l'aval de la confluence avec oued Bouréah. Les vitesses d'écoulement varient entre 1 et 4 m/s. Les surfaces inondables dans cette zones sont très importante que ce soit à droite ou à gauche de l'axe du cours d'eau.

Tronçon 1 :

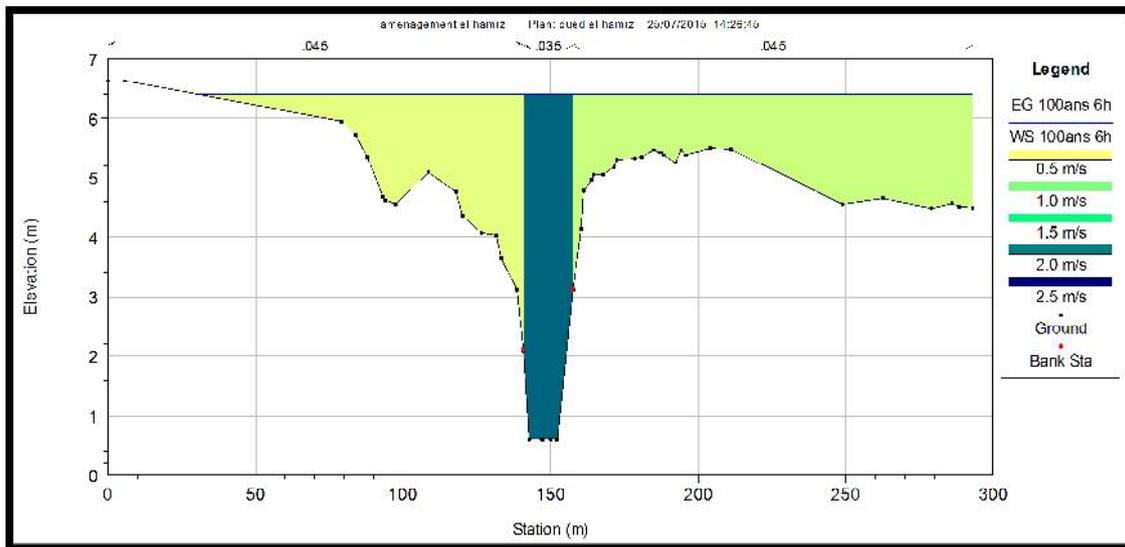


Figure IV.15 : Profil en travers du tronçon 1 au passage d'une crue centennale

L'eau atteint une élévation de 8 m par rapport au font du cours d'eau dans certaines sections et la vitesse d'écoulement varie entre 0.6 et 3.8 m/s. Les débordements sont observés tout le long de ce tronçon dans les deux rives

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

Tableau IV.4 : Résultats de simulation du tronçon 1

Station	Débit	Cote du fond	N.L eau	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	
1660	399	1.38	9.53	9.61	1.74	437.12	0.23
1600	399	1.3	9.54	9.58	1.24	580.39	0.16
1540	399	1.24	9.54	9.56	1	693.43	0.12
1480	399	1.2	9.53	9.55	1.03	681.56	0.12
1420	399	1.15	9.36	9.38	0.94	734.9	0.11
1360	399	1.1	8.78	8.8	0.99	708.59	0.12
1300	399	1.04	8.05	8.08	1.11	667.67	0.14
1240	399	1	8.05	8.07	0.98	821.15	0.12
1180	399	0.95	8.04	8.06	0.88	862.4	0.11
1120	399	0.9	8.04	8.05	0.68	1076.79	0.08
1060	399	0.58	8.02	8.03	0.74	1016.87	0.09
1000	399	0.8	7.39	7.41	0.87	846.26	0.11
940	399	0.75	7.33	7.34	0.82	924.98	0.1
880	399	0.71	6.61	6.64	1.07	700.51	0.15
820	399	0.65	6.57	6.61	1.31	621.31	0.18
760	399	0.61	6.4	6.51	2.1	406.18	0.29
700	399	0.56	5.32	5.71	3.05	201.81	0.57
640	399	0.51	5.32	5.52	2.28	284.13	0.43
580	399	0.46	4.96	5.37	3.23	192.65	0.7
520	399	0.42	4.6	4.97	3.05	199.69	0.65
460	399	0.36	4.4	4.63	2.59	239.98	0.58
400	399	0.3	4.3	4.41	1.92	349.5	0.38
340	399	0.26	4.18	4.31	2.13	342.3	0.4
280	399	0.21	4.06	4.21	2.47	308.24	0.46
220	399	0.15	3.77	4.04	2.84	234.54	0.63
160	399	0.13	3.6	3.8	2.42	240.25	0.6
100	399	0.07	2.86	3.38	3.68	150.76	0.84
40	399	0.02	2.62	2.82	2.44	218.91	0.55

Pour les tableaux des résultats de simulations des autres tronçons voir l'annexe.

5. Les zones inondables.

Une zone inondable est constituée par l'ensemble des terrains susceptibles d'être recouverts par la crue d'un cours d'eau dans la manifestation extrême du phénomène. Elle comprend donc aussi bien des terrains régulièrement inondés à chaque crue que ceux qui peuvent l'être exceptionnellement (une fois au moins tous les cent ans).

Sur la base des résultats de la simulation précédente, une délimitation des zones susceptibles d'être inondées a été faite en utilisant l'application RAS-Mapper intégré dans HEC-RAS version 4.1.0.

Les images des zones inondables montre bien l'étendue de la crue et l'ampleur des zones inondables surtout au niveau des tronçons 1 et 2 où l'urbanisation est très dense comme le montre les figures suivantes :

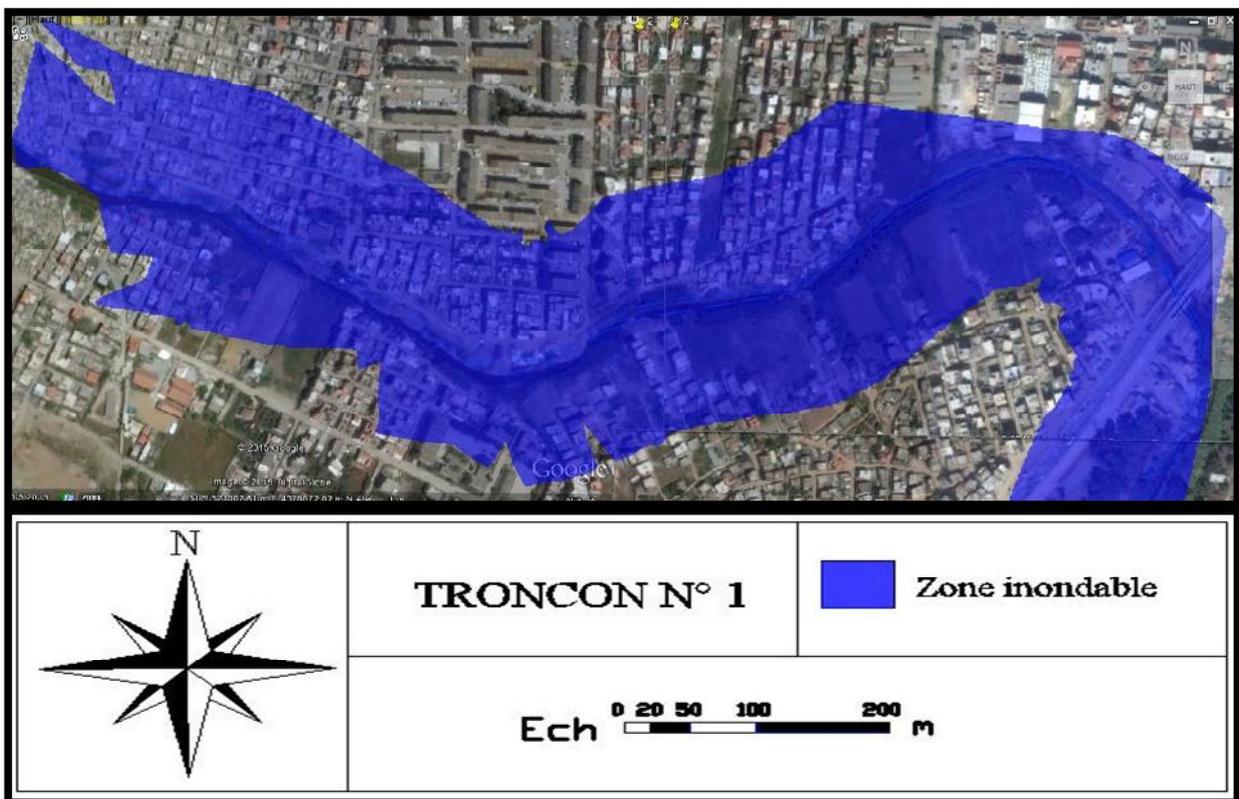


Figure IV.16 : Les zones inondables du TR1

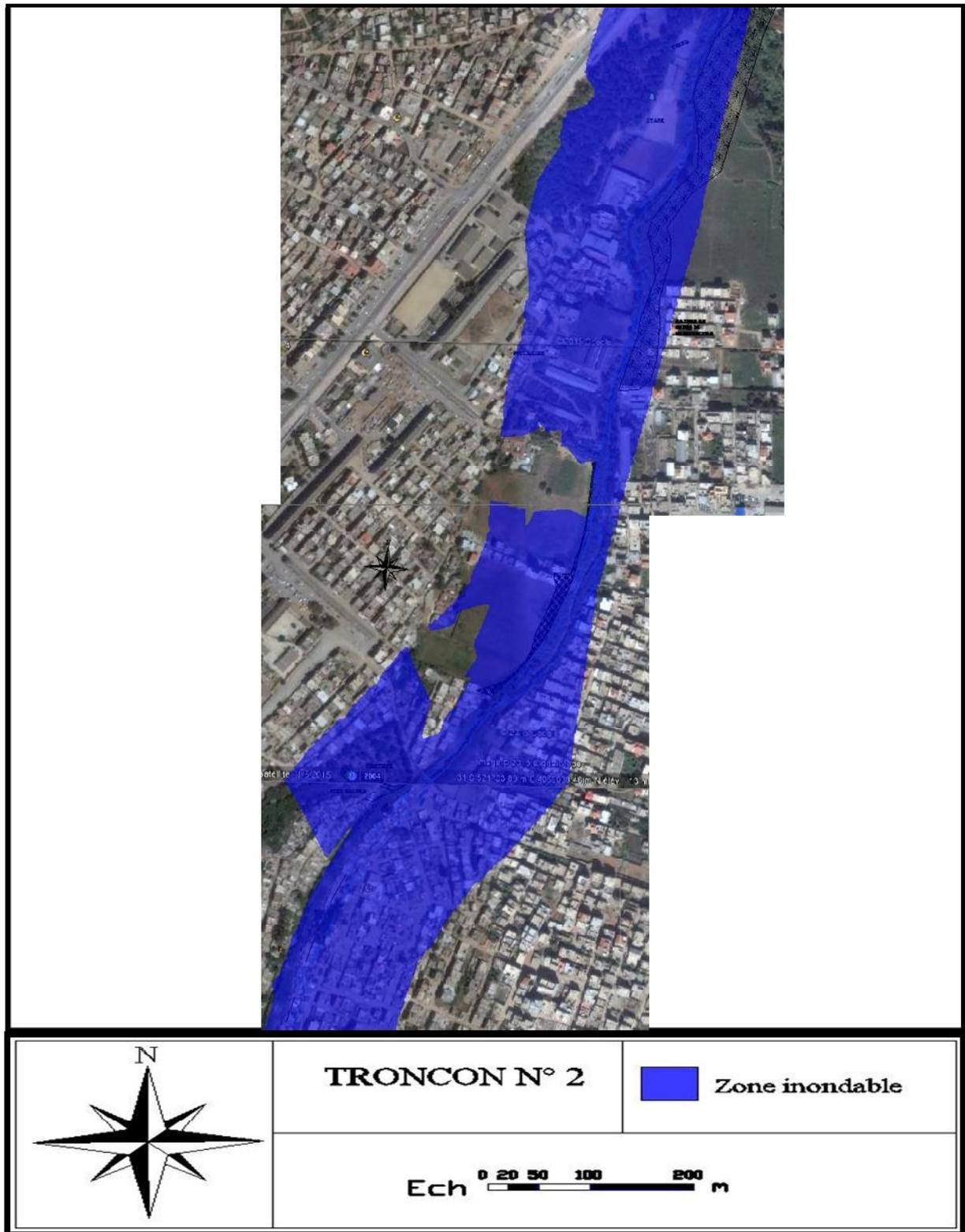


Figure IV.17 : Les zones inondables du TR2

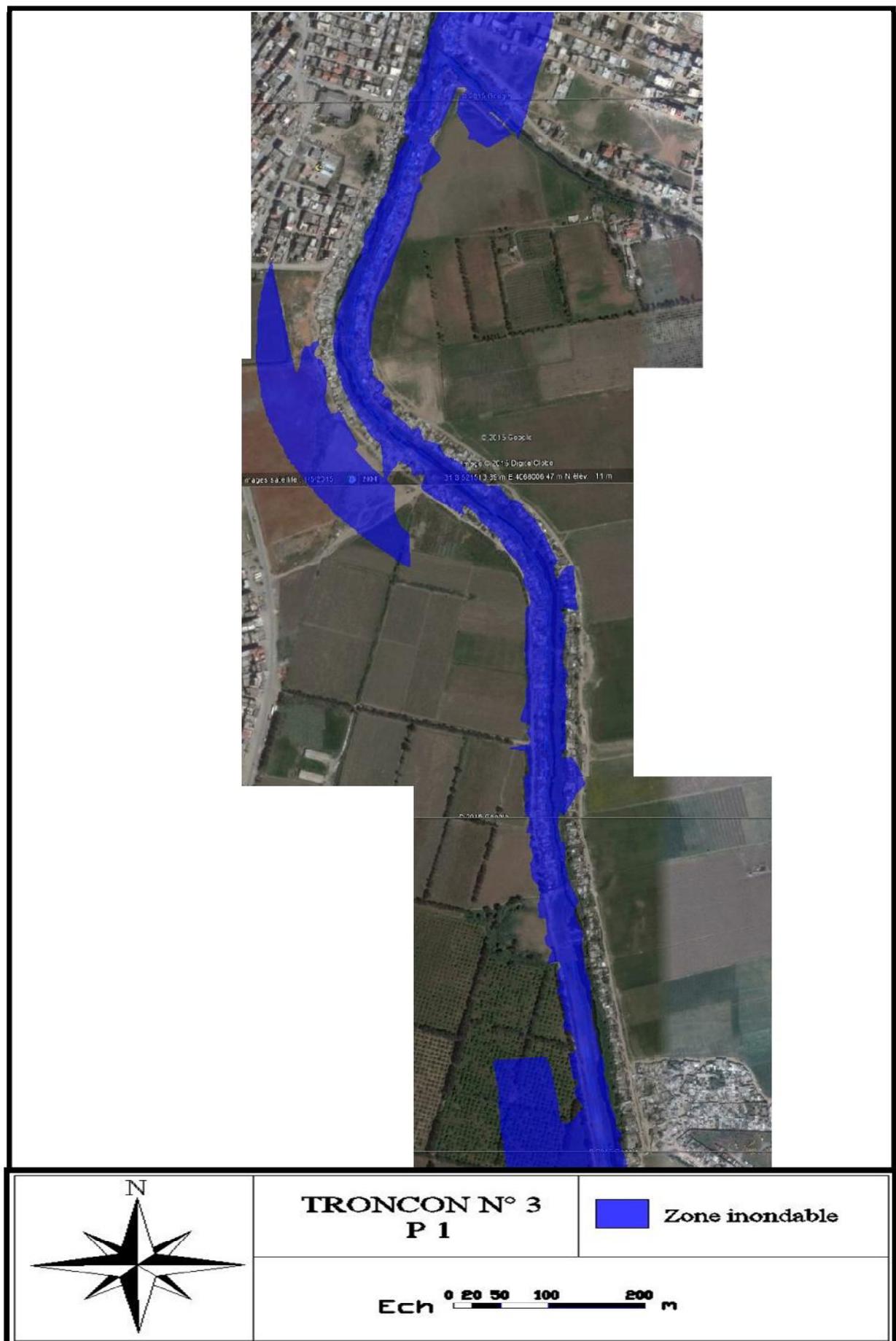


Figure IV.18 : Les zones inondables du TR3 P1

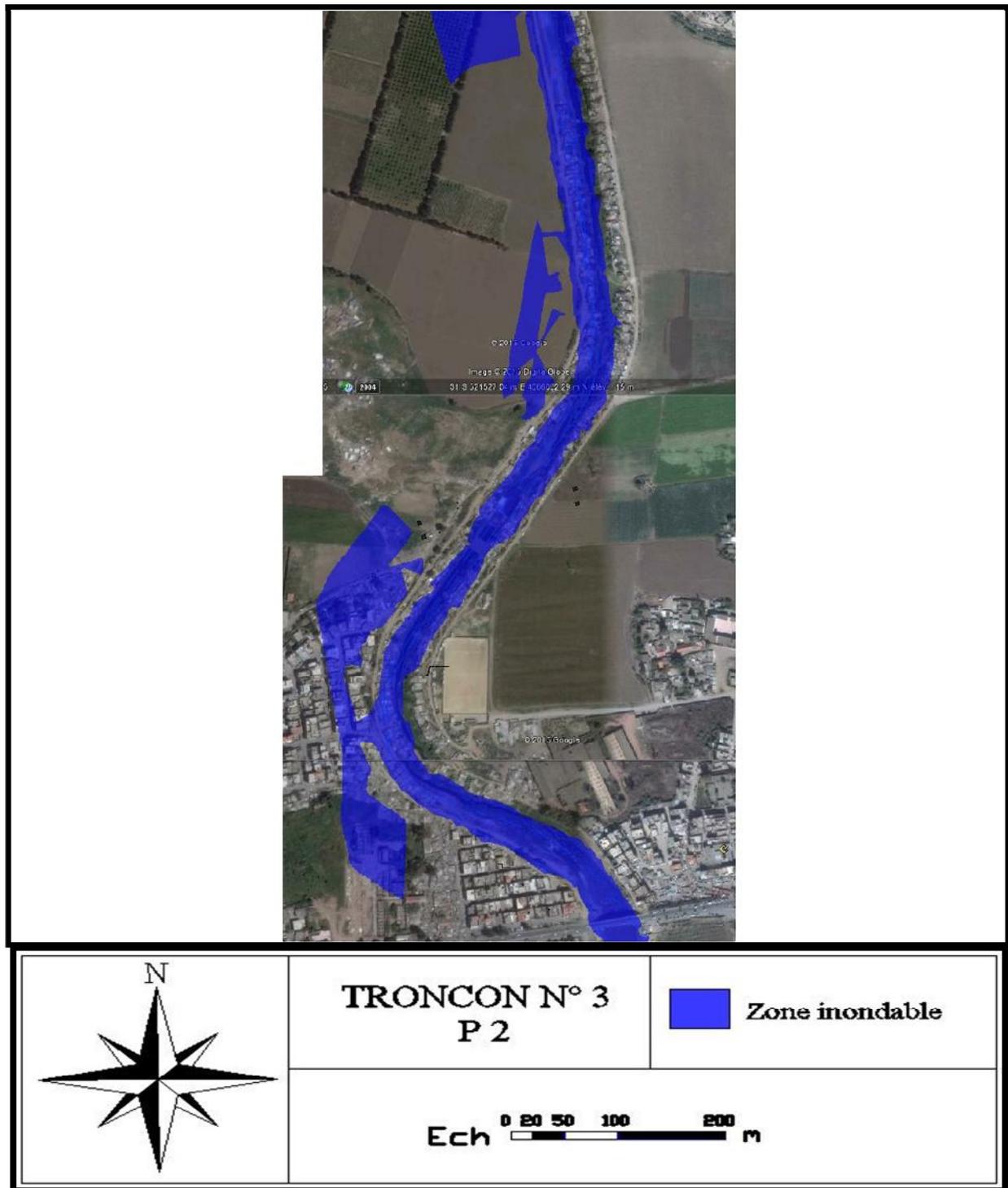


Figure IV.19: Les zones inondables du TR3 P2

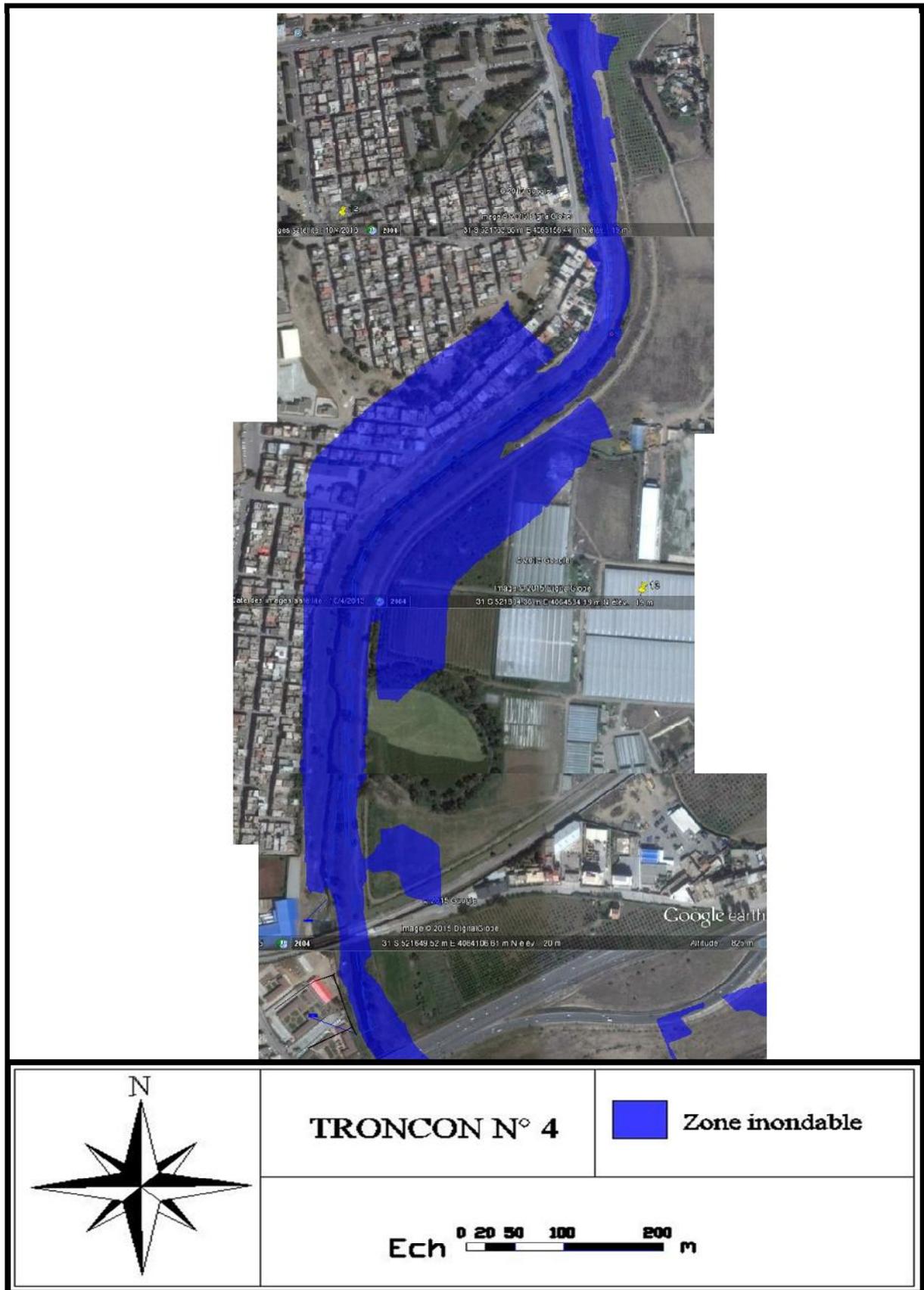


Figure IV.20 : Les zones inondables du TR4

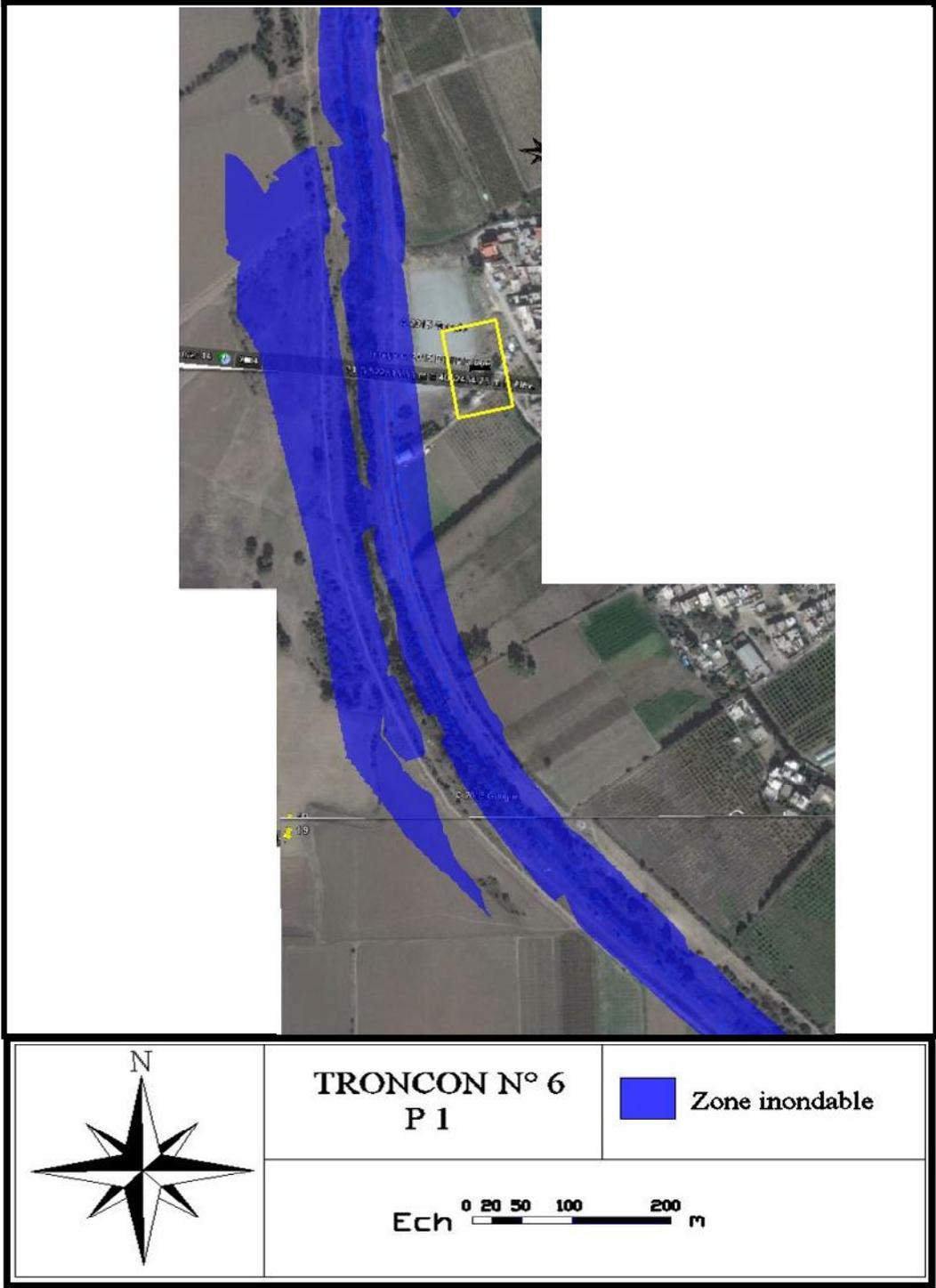


Figure IV.22 : Les zones inondables du TR6 P1

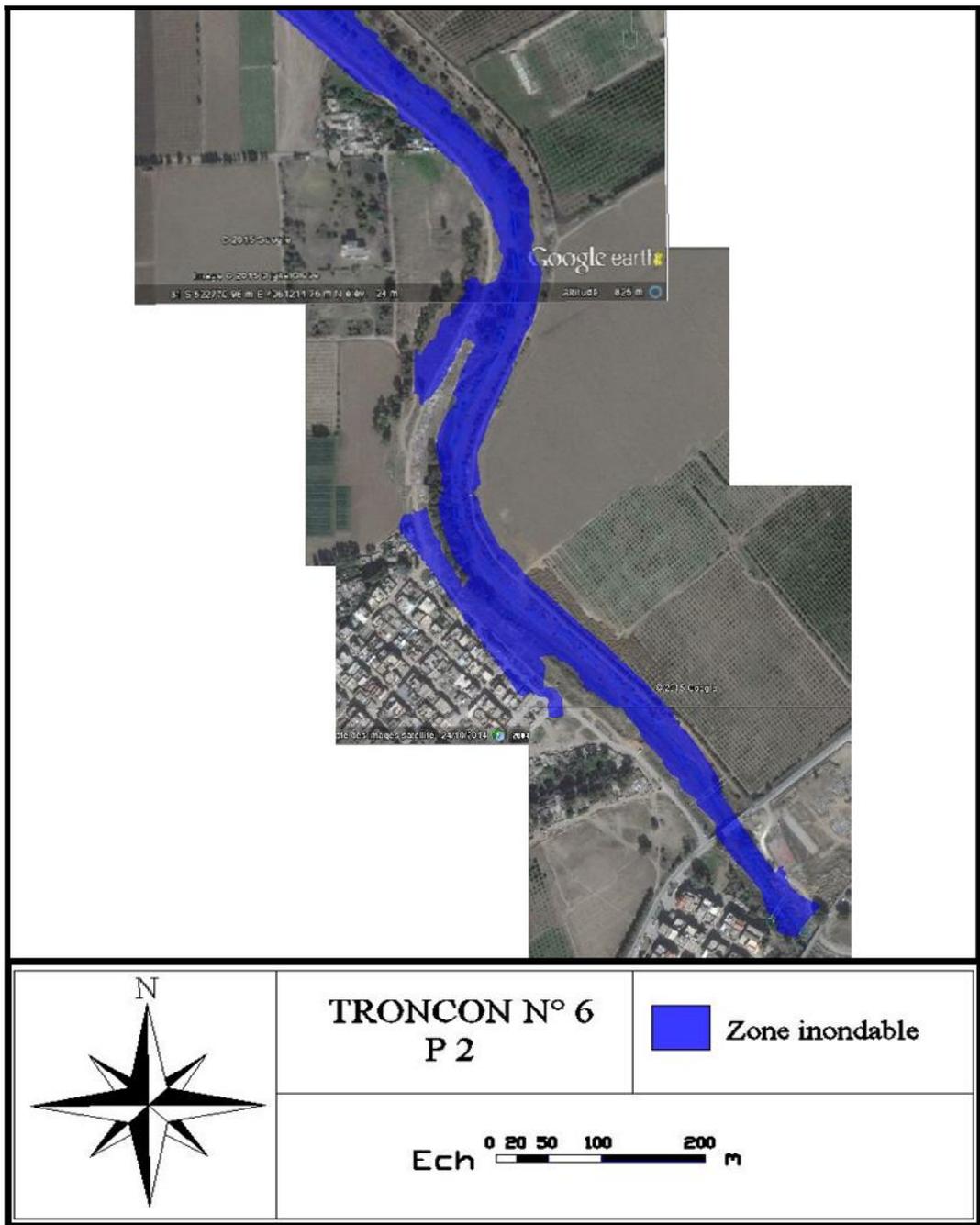


Figure IV.23 : Les zones inondables du TR6 P2

Conclusion

Dans ce chapitre, on a décrit l'état actuel d'oued El Hamiz sur une longueur de 15 Km et sa capacité d'évacuation d'une crue centennale.

Les résultats de la simulation conduit à dire que la capacité du cours d'eau est insuffisante pour permettre le passage de la crue pareil, ce qui est justifié par les débordements observés le long de l'oued surtout dans la partie aval caractérisé par une pente très faible.

Devant les conclusions tirées à partir de ce chapitre, un aménagement du cours d'eau est nécessaire pour la protection des inondations et des dégâts qu'elle peut causer.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement

Introduction

L'aménagement d'oued El Hamiz est une opération prioritaire suite aux résultats présentés dans les chapitres précédents, où l'état actuel du cours d'eau a été mis en évidence.

L'aménagement d'un cours d'eau est une mesure qui vise l'augmentation de sa capacité à faire passer l'hydrogramme de crues déterminé sans danger avec :

- Elimination des obstacles à l'écoulement ;
- Agrandissement de la section (endiguement, élargissement..)
- Augmentation de la capacité d'évacuation (augmentation de la pente) ;
- Augmentation de la stabilité du lit de l'oued et les berges ;

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront exposées pour rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau dont l'objectif est de protéger les régions traversées par l'oued contre un événement centennal.

- **Les variantes**

Dans cette étude, deux variantes seront proposées pour l'aménagement du cours d'eau. La première consiste à une évacuation rapides des eaux de la crue en projetant des canaux soit en béton armé ou juste recalibrer l'oued en canal à double trapèze, et la deuxième variante corresponde à la conception d'un bassin de retenu qui permet de diminuer le débit de pointe en aval du cours d'eau.

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une estimation quantitative et financière du montant global de chaque variante pour choisir la plus économique.

1 Tronçon 6

1.1 Variantes à évacuation rapide

1.1.1 Canal trapézoïdale en béton

La première variante proposée pour ce tronçon consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton. Les dimensions de ce canal sont calculées à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

Choix des paramètres de dimensionnement

1.1.1.1 La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. On constate que les pentes dans ce tronçon sont très faibles d'où on va fixer une pente moyenne de l'ordre de (0.12%).

1.1.1.2 Le coefficient de rugosité

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

1.1.1.3 Dimensionnement

Les dimensions du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond : $b = 15\text{m}$;

Fruit de talus : $m = 0.577$; (La section la plus avantageuse)

Hauteur d'eau : $h = 3.4\text{m}$;

1.1.1.4 Marge de sécurité dans les canaux

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement.

C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent,...etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30m pour les petits canaux, et 60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications. (*LENCASTRE, 2008*)

Pour le dimensionnement du canal, la marge de sécurité prise est de 1m.

1.1.1.5 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.1 : Paramètres d'écoulement de la variante (canal en béton)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
14220	259.6	26.83	30.51	30.85	2.6	0.43
14020	259.6	26.35	30.28	30.58	2.29	0.48
13920	259.6	26.15	30.28	30.52	2.2	0.34
13720	259.6	25.95	30.15	30.37	2.08	0.47
13620	259.6	25.82	30.03	30.43	2.78	0.48
13420	259.6	25.16	29.46	29.81	2.6	0.5
13320	259.6	24.85	29.47	29.75	2.36	0.43
13120	259.6	25.67	28.45	29.57	4.69	1
12920	259.6	24.14	27.53	28.21	3.64	0.71
12820	259.6	24.06	27.47	28.14	3.62	0.71
12620	259.6	23.87	27.22	27.92	3.71	0.73
12520	259.6	23.8	27.17	27.84	3.62	0.71
12320	259.6	25.89	27.49	27.54	0.64	0.17
12120	259.6	23.56	27.35	27.4	1.06	0.19
12020	259.6	23.49	27.36	27.39	0.65	0.12
11920	259.6	23.44	27.37	27.38	0.53	0.19

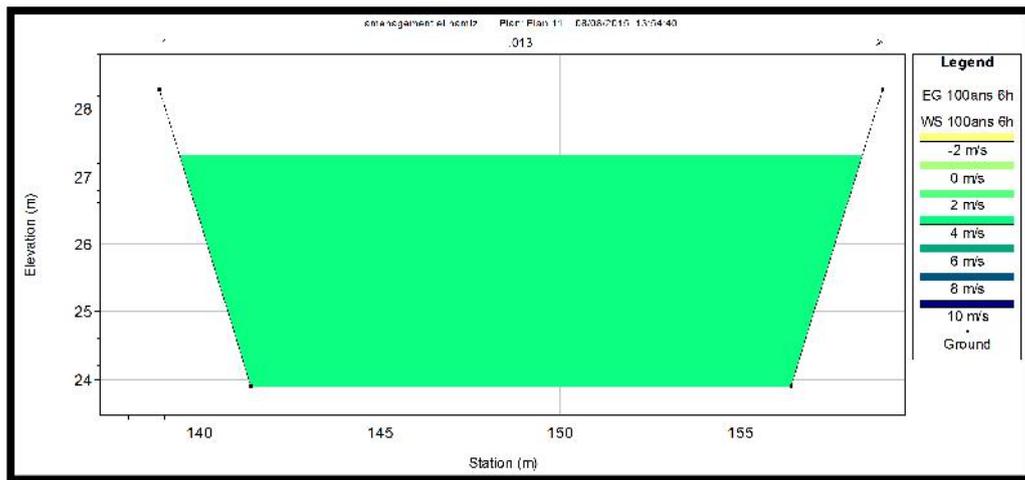


Figure V.1 : Section transversal du tronçon 6 (trapèze en béton)

1.1.1.6 Estimation de coût de la variante (canal en béton)

A partir des quantités des terrassements et des volumes du béton calculés par HEC-RAS, l'estimation du cout de la variante est comme suit :

Tableau V.2 : Devis de la variante (canal en béton)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	36500	400.00	14 600 000.00
	remblai	M ³	13200	250.00	4 550 000.00
Béton		M ³	8200	32 000.00	262 400 000.00
Total					281 550 000.00

1.1.2 Recalibrage à une section double trapèze

Un élargissement général de la section hydraulique sera fait le long de ce tronçon. Cette mesure est combinée à la création d'un lit moyen en double trapèze sur tout le tronçon ; elle est réalisable parce que l'espace est disponible.

Cette mesure consiste à accroître la débitante du lit mineur (augmentation de la section d'écoulement) tel que le premier trapèze permettra l'évacuation d'un débit de période de retour de 20 ans ce qui présente 35% du débit de la crue centennale ($70\text{m}^3/\text{s}$).

Choix des paramètres de dimensionnement

1.1.2.1 Le coefficient de rugosité

La valeur du coefficient de Strickler lorsqu'il s'agit d'un canal terrain naturel (terrain ordinaire) : ($K_s=35\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Est donc on prend ($n=0.029 \text{ s/m}^{1/3}$).

1.1.2.2 Dimensionnement

Le dimensionnement de ce profil est déterminé par la formule de Manning-Strickler dont les résultats sont comme suit :

Tableau V.3 : Dimension du canal en double trapèze

Trapèze	Largeur du fond (m)	Fruit de talus	Hauteur (m)
Inferieur	15	1	3
Supérieur	57	1	3

1.1.2.3 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.4 : Paramètres d'écoulement de la variante (double trapèze)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
14220	259.6	26.81	31.33	31.48	1.73	0.35
14100	259.6	26.59	31.26	31.39	1.63	0.32
13980	259.6	26.23	31.22	31.32	1.41	0.26
13860	259.6	26.11	31.17	31.27	1.41	0.26
13740	259.6	26.18	31.08	31.18	1.4	0.26
13620	259.6	25.82	29.88	30.08	1.98	0.43
13500	259.6	25.43	29.24	29.43	1.95	0.41
13380	259.6	25	29.03	29.21	1.89	0.4
13260	259.6	24.71	28.81	29.02	2.06	0.45
13140	259.6	24.44	28.7	28.89	1.93	0.41
13020	259.6	24.25	28.23	28.45	2.06	0.45
12900	259.6	24.12	27.88	28.11	2.15	0.48
12780	259.6	24.04	27.72	27.91	2.07	0.45
12640	259.6	23.89	27.55	27.73	1.94	0.4
12520	259.6	23.8	27.35	27.55	2.15	0.43
12260	259.6	25.26	27.3	27.35	0.88	0.22
12120	259.6	23.58	27.25	27.28	0.81	0.18
11880	259.6	25.05	27.24	27.26	0.38	0.09

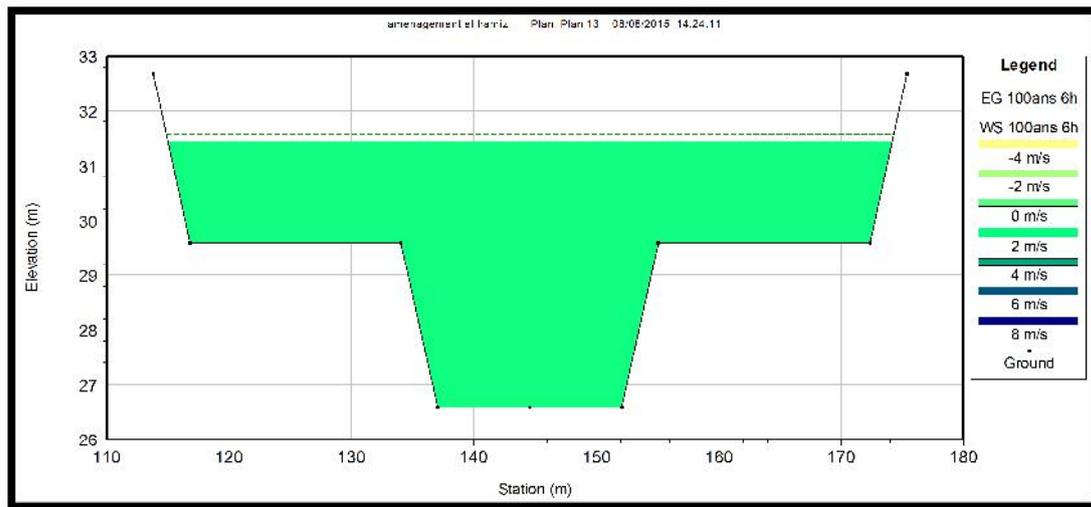


Figure V.2 : Section transversal du tronçon 6 (double trapèze)

1.1.2.4 Estimation de coût de la variante (double trapèze)

Tableau V.5 : Devis de la variante (double trapèze)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	119800	400.00	47 920 000.00
	remblai	M ³	53000	250.00	13 250 000.00
Total					61 170 000.00

Remarque

Les vitesses d'écoulement dans ce tronçon avec la variante de recalibrage en section en double trapèze sont de l'ordre de (0,4 à 2,2) m/s. D'autre côté, la vitesse d'entraînement des particules pour un cours d'eau à terrain naturelle (ordinaire) est de 0,5 m/s. Donc cette variante n'est pas réalisable du point de vue technique parce qu'on aura le problème d'érosion. [LENCASTRE. 1996]

1.1.3 Gabionnage du cours d'eau

Dans les aménagements hydrauliques, les gabions sont utilisés fréquemment disposés en épi perpendiculairement à la berge ou parallèlement aux rives pour lutter contre l'érosion fluviale ou torrentielle. On réalise aussi des seuils ou petits barrages.

L'utilisation des gabions se fait en générales sous forme de sacs déposés suivant la section transversale du cours d'eau en escaliers pour augmenter leurs stabilités.

1.1.3.1 Le coefficient de rugosité

Pour le gabionnage, le coefficient de Manning est de : $n = 0.035 \text{ s/m}^{1/3}$

1.1.3.2 Dimensionnement

En utilisant la formule de Manning-Strickler, les dimensions du canal sont comme suit :

$$b = 26 \text{ m}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

1.1.3.3 Les paramètres d'écoulement**Tableau V.6 : Paramètres d'écoulement de la variante (Gabion)**

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
14180	259.6	26.55	30.09	30.35	2.27	0.39
14120	259.6	26.45	30.02	30.25	2.16	0.37
14040	259.6	26.31	29.84	30.11	2.28	0.4
13920	259.6	26.11	29.64	29.91	2.28	0.4
13820	259.6	25.94	29.48	29.74	2.26	0.39
13720	259.6	25.77	29.32	29.57	2.22	0.38
13600	259.6	25.56	29.1	29.36	2.28	0.4
13520	259.6	25.43	28.97	29.22	2.24	0.38
13420	259.6	25.26	28.78	29.05	2.29	0.4
13340	259.6	25.12	28.65	28.92	2.28	0.4
13240	259.6	24.95	28.54	28.75	2.07	0.35
13120	259.6	24.75	28.33	28.55	2.14	0.37
12980	259.6	24.51	28.15	28.34	2	0.34
12860	259.6	24.3	27.99	28.18	2.03	0.34
12740	259.6	24.1	27.87	28.01	1.78	0.29
12600	259.6	23.86	27.74	27.89	1.83	0.3
12440	259.6	23.71	27.62	27.77	1.03	0.19
12200	259.6	23.68	27.59	27.72	0.97	0.15
12080	259.6	23.57	27.5	27.7	0.47	0.07
11960	259.6	23.43	27.29	27.69	0.36	0.06
11860	259.6	23.22	27.05	27.69	0.47	0.08
11760	259.6	23.13	26.9	27.68	0.77	0.12
11660	259.6	23.03	26.81	27.66	1.08	0.15

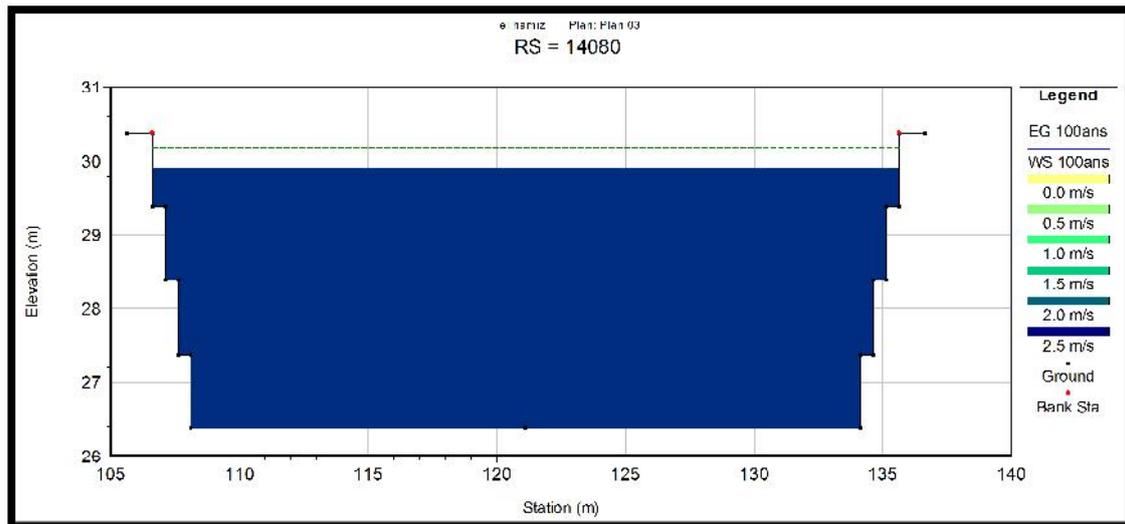


Figure V.3 : Section transversal du tronçon 6(Gabion)

1.1.3.4 Estimation de coût de la variante (Gabion)

Tableau V.7 : Devis de la variante (Gabion)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	85000	400.00	34 000 000.00
	remblai	M ³	5500	250.00	1 375 000.00
Gabionnage		M ³	36890	5 000.00	184 450 000.00
Total					219 925 000.00

1.2 Variante avec bassin de retenu

1.2.1 Description de la variante

Cette variante regroupe une série de mesures d'aménagement de l'Oued el Hamiz, combinées avec un casier de débordement en amont de l'aéroport.

La plaine en rive gauche à l'amont de l'aéroport est une zone sans habitations, donc avec un enjeu plutôt faible en ce qui concerne l'occupation du sol. La mesure considérée consiste à délimiter, à l'aide d'arrière-digues, un casier de plaine à l'amont de l'aéroport, et à favoriser les débordements dans ce casier, à partir d'un certain débit de l'oued.

L'hydrogramme de crue sera laminé dans le casier. Un seuil déversant est aménagé dans la digue en rive gauche. La crête du seuil est à un niveau inférieur au sommet de la digue.

Si le débit est inférieur au débit de débordement (niveau d'eau inférieur au niveau du seuil), tout le débit reste dans l'oued. Dès que le débit est supérieur au débit de débordement, une partie du débit est déversé en rive gauche dans le casier de plaine. Ce dernier se remplit progressivement et le débit dans l'oued à l'aval du casier est diminué. A la décrue, lorsque le débit diminue en dessous du débit de débordement, le déversement s'arrête et le casier ne se remplit plus. Il se vide ensuite très progressivement vers l'oued à travers un ouvrage de restitution situé à son extrémité aval.

Pour le seuil de déversement, le bassin de retenu commence à se remplir à partir d'un débit de période de retour de 20 ans ($Q > 90 \text{ m}^3/\text{s}$).

La figure (V.3) donne un schéma de principe des aménagements proposés pour cette mesure. Le casier est fermé au nord par une digue qui protège l'aéroport. A l'est, le casier est délimité par le tracé de l'Oued el Hamiz. La plaine présente une inclinaison générale en direction du nord (vers la mer).

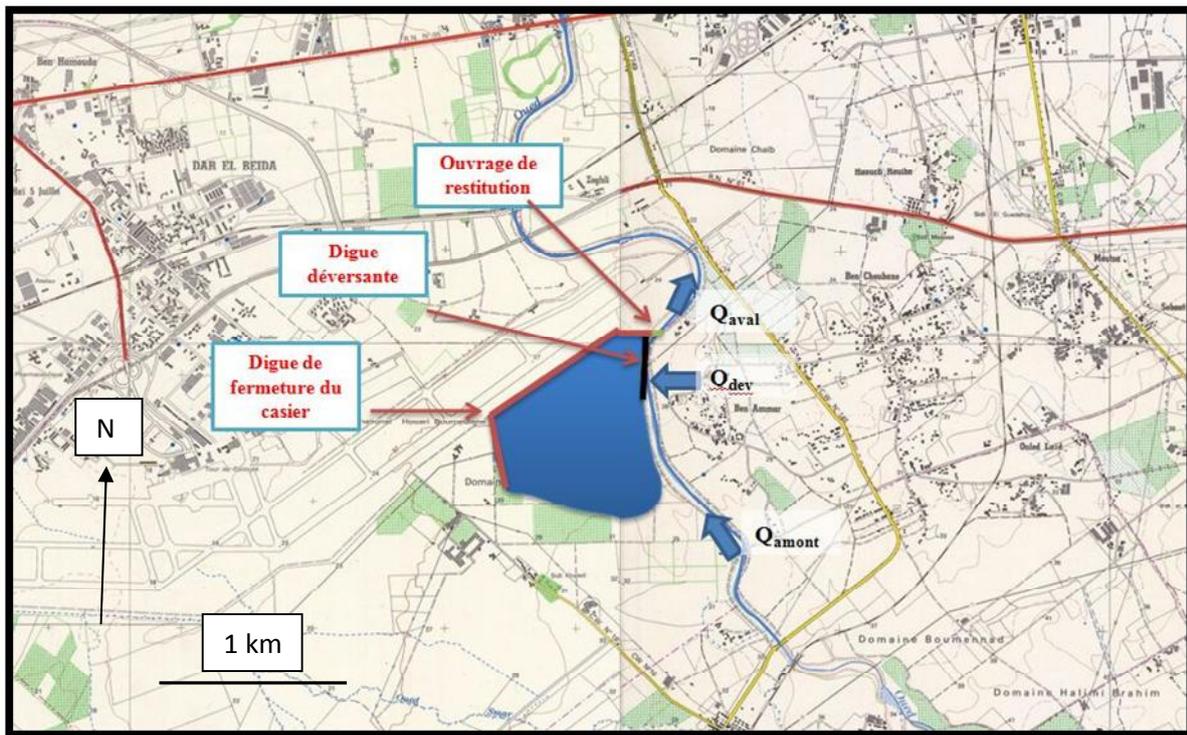


Figure V.4 : Principe du casier de rétention de la Variante 2

1.2.2 Géométrie de la variante

En l'absence de relevé topographique de la zone, les caractéristiques géométriques ont été définies de manière très sommaire.

Sur le tronçon de déversement, la digue en rive gauche sera abaissée de 0.5 m et sera aménagée en déversoir avec un renforcement de la crête et du parement amont de la digue en gabions.

La longueur du déversoir est de 500 m. Le niveau de la crête du déversoir suivra la pente de l'oued et sera donc compris entre 29 m à l'amont et 28 m à l'aval.

La digue de fermeture pour protéger l'aéroport aura une longueur de 2000 m. Elle aura des pentes latérales de 2V :3H avec une largeur en crête de 3 m. Le niveau de la crête sera de 29 m. Sa hauteur sera comprise entre 0 et 5 m.

1.2.3 Volume de la retenue

En l'absence d'un relevé topographique détaillé du casier, il n'est pas possible d'assurer à ce stade que le volume de stockage disponible sera suffisant. Néanmoins, un calcul très approximatif a été effectué à partir de la carte topographique au 1 : 25000, en admettant un remplissage du casier jusqu'à la cote 27.50, soit 50 cm en-dessous de la crête du déversoir au point le plus bas, afin de garantir un écoulement dénoyé sur le déversoir. Il en a résulté un volume disponible de 4.2 millions de m³.

La simulation faite avec HEC-HMS montre bien que le volume de la crue centennale est de 6 millions de m³, et en prenant en considération que la retenue ne recevra que 75% du débit de la crue (Le débordement aura lieu à partir d'une crue de période de retour de 30 ans), donc la retenue a la capacité de recevoir le volume de la crue.

1.2.4 Estimation du coût de la variante

- **Digue de déversement**

Les volumes des matériaux nécessaires sont de l'ordre de :

- Matériaux argileux : 24600 m³
- Gabions : 4500 m³
- Buse en béton armé DN 1000 mm

Le coût approximatif est de 72 900 000.00 de Dinars.

- **Digue de fermeture**

Les volumes des matériaux nécessaires sont de l'ordre de :

- Matériaux argileux : 12800 m³
- Matériaux graveleux sableux : 59000 m³
- Gabions : 9000 m³

Le coût approximatif est de 251 500 000.00 de Dinars.

Le coût approximatif total pour le casier de rétention est de **324 400 000.00** de Dinars.

2 Tronçon 5

Ce tronçon au niveau de l'aéroport a été aménagé par une section double trapèze en béton et les résultats de calcul montre bien que sa capacité permet d'évacuer la crue centennale sans qu'il y ait débordement. Donc aucun aménagement ne sera proposé pour ce tronçon.

3 Tronçon 4

Dans ce tronçon, une forte densité d'habitation est installée dans la rive gauche. Donc il faut opter pour une variante qui permet d'un coté d'éviter les débordements et encor accélérer l'écoulement, ce qui mène à choisir un canal trapézoïdal en béton.

3.1 Variante sans bassin de retenu

Choix des paramètres de dimensionnement

3.1.1 La pente du projet

Dans ce tronçon, la pente moyenne est de 0.16%.

3.1.2 Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond : $b = 20\text{m}$;

Fruit de talus : $m = 0.577$; (La section la plus avantageuse)

Hauteur d'eau : $h = 3.2\text{ m}$;

3.1.3 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.8 : Paramètres d'écoulement de la variante (canal en béton)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
8980	259.6	19.17	22.92	23.27	2.62	0.48
8860	259.6	19.86	22.02	22.92	4.2	1.01
8680	259.6	17.78	21.05	21.54	3.11	0.61
8580	259.6	17.73	20.99	21.48	3.11	0.61
8480	259.6	17.71	20.92	21.43	3.17	0.62
8380	259.6	17.73	20.8	21.37	3.34	0.67
8280	259.6	17.67	20.73	21.31	3.36	0.67
8180	259.6	17.45	20.75	21.23	3.07	0.6
8080	259.6	17.42	20.69	21.18	3.1	0.6
7980	259.6	17.41	20.63	21.14	3.16	0.62
7880	259.6	17.38	20.57	21.09	3.2	0.63
7780	259.6	17.35	20.51	21.03	3.22	0.7
7680	259.6	17.21	20.44	20.94	3.14	0.7
7580	259.6	17.01	20.48	20.8	2.54	0.57
7480	259.6	16.8	20.34	20.71	2.7	0.59
7380	259.6	16.57	20.31	20.63	2.52	0.52

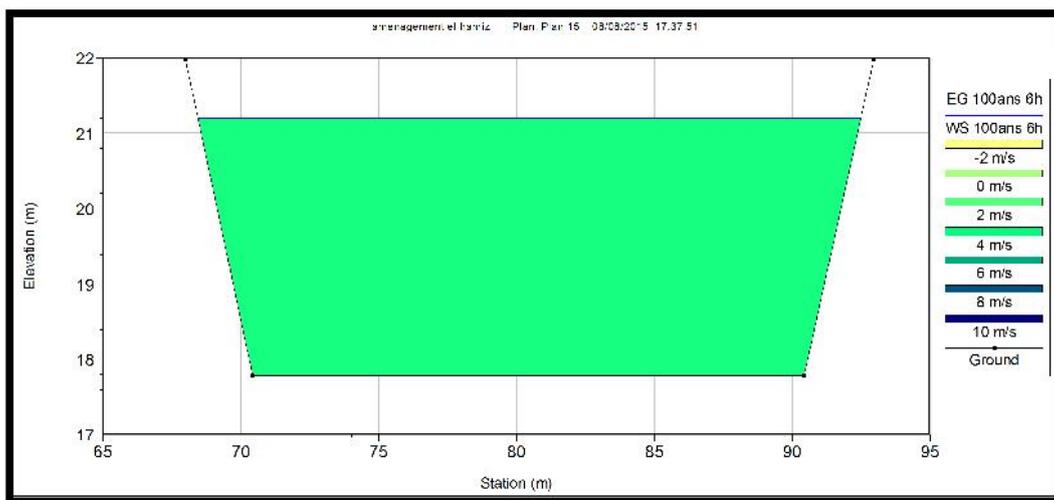


Figure V.5 : Section transversal du tronçon 4 (Canal en béton)

3.1.4 Estimation du coût de la variante (sans rétention)

Tableau V.9 : Devis de la variante (Canal en béton)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	37000	400.00	14 800 000.00
	remblai	M ³	21000	250.00	5 250 000.00
Béton		M ³	4560	32000.00	145 920 000.00
Total					165 970 000.00

3.2 Variante avec rétention

La simulation de l'écoulement avec la rétention en amont de l'aéroport montre que ce tronçon permet d'évacuer la crue centennale ; tandis que le problème d'érosion reste valable. Donc on propose de faire un gabionnage de l section d'écoulement.

4.1.1 Le coefficient de rugosité

Pour le gabionnage, le coefficient de Manning est de : $n = 0.035 \text{ s/m}^{1/3}$

4.1.2 Dimensionnement

En utilisant la formule de Manning-Strickler, les dimensions du canal sont comme suit :

$$b = 12 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

4.1.3 Les paramètres d'écoulement

Tableau V.10 : Paramètres d'écoulement de la variante Gabion

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
8760	90	18.89	21.24	21.38	1.77	0.38
8680	90	17.78	21.2	21.26	1.08	0.2
8580	90	18.61	21.02	21.11	1.46	0.31
8500	90	18.48	20.89	21	1.59	0.35
8420	90	18.35	20.84	20.92	1.27	0.26
8340	90	18.22	20.65	20.8	1.87	0.38
8240	90	18.06	20.51	20.64	1.76	0.36
8160	90	17.93	20.32	20.49	1.85	0.41
8080	90	17.81	20.23	20.36	1.69	0.36
8000	90	17.68	20.01	20.21	2	0.45
7920	90	17.55	19.91	20.03	1.64	0.36
7840	90	17.38	19.79	19.91	1.56	0.35
7760	90	17.29	19.66	19.79	1.67	0.37
7680	90	17.17	19.44	19.63	2	0.45
7580	90	17.01	19.29	19.4	1.52	0.34
7500	90	16.88	18.99	19.19	2.1	0.47
7420	90	16.74	18.85	18.98	1.72	0.38
7340	90	16.62	18.61	18.82	2.09	0.49
7260	90	16.26	18.51	18.54	0.94	0.2

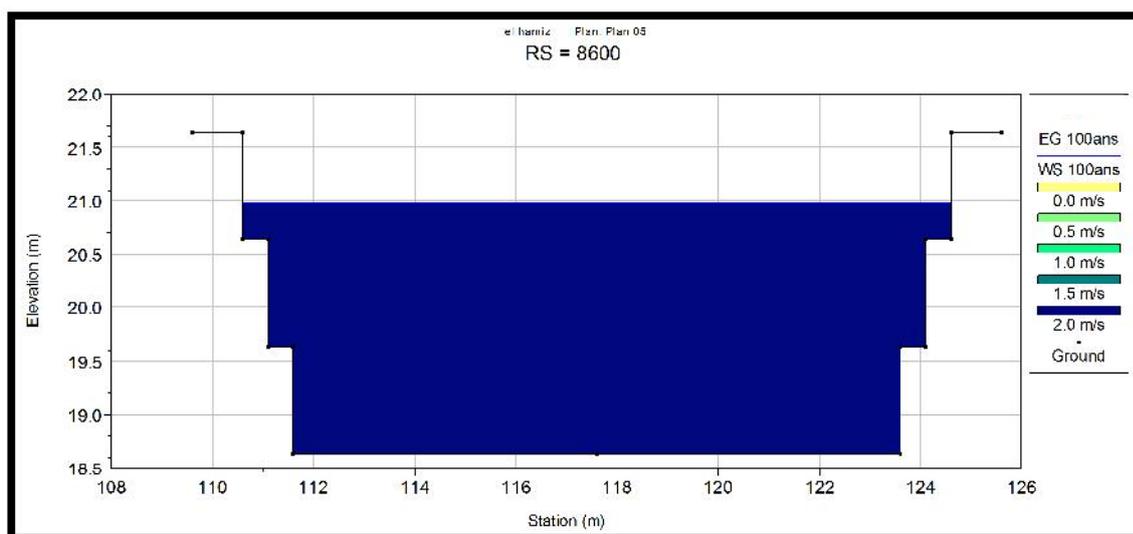


Figure V.6 : Section transversal du tronçon 4(Gabion)

4.1.4 Estimation de coût de la variante (Gabion)

Tableau V.11 : Devis de la variante (Gabion)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	5500	400.00	2 200 000.00
	remblai	M ³	1200	250.00	300 000.00
Gabionnage		M ³	14800	5 000.00	74 000 000.00
Total					76 500 000.00

4 Tronçon 3

Deux types d'occupation de sol peuvent être distingués dans ce tronçon :

- entre PK 7160 et 6460 : zone à forte densité d'habitation.
- entre PK6460 et PK4600: terrain agricole
- entre PK 4600 et 3700 : zone à forte densité d'habitation.

Les variantes d'aménagement

4.1 Variante avec rétention en amont de l'aéroport

La simulation de l'écoulement avec la rétention en amont de l'aéroport montre que ce tronçon permet d'évacuer la crue centennale. Mais l'aménagement qui sera proposé dans ce cas est dans le but de lutter contre l'érosion par un gabionnage de la section d'écoulement.

Gabionnage du cours d'eau

4.1.1 La pente du projet

Dans ce tronçon, la pente moyenne est de 0.28 %.

4.1.2 Le coefficient de rugosité

Pour le gabionnage, le coefficient de Manning est de : $n = 0.035 \text{ s/m}^{1/3}$

4.1.3 Dimensionnement

En utilisant la formule de Manning-Strickler, les dimensions du canal sont comme suit :

$$b = 20 \text{ m}$$

$$h = 2 \text{ m}$$

4.1.4 Les paramètres d'écoulement

Tableau V.12 : Paramètres d'écoulement de la variante (Gabion)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
7140	90	16.08	17.56	17.66	1.54	0.41
7040	90	15.76	17.43	17.48	1.03	0.27
6940	90	15.16	17.35	17.4	0.97	0.23
6740	90	14.96	16.7	16.9	1.97	0.48
6500	90	14.29	15.92	16.15	2.1	0.53
6400	90	14.01	15.45	15.73	2.35	0.65
6300	90	13.47	15.46	15.54	1.22	0.32
5980	90	12.83	14.61	14.76	1.71	0.46
5880	90	12.55	14.3	14.49	1.9	0.5
5660	90	11.94	13.64	13.8	1.8	0.48
5440	90	11.32	13.07	13.26	1.96	0.49
5320	90	10.98	12.71	12.91	1.98	0.49
5120	90	10.42	12.19	12.34	1.69	0.45
4920	90	9.86	11.6	11.69	1.33	0.41
4720	90	9.01	11.06	11.17	1.48	0.39
4520	90	8.74	10.54	10.71	1.81	0.49
4340	90	8.24	10.09	10.26	1.85	0.44
4240	90	7.96	9.87	10.03	1.79	0.42
3840	90	6.84	9.23	9.33	1.4	0.31

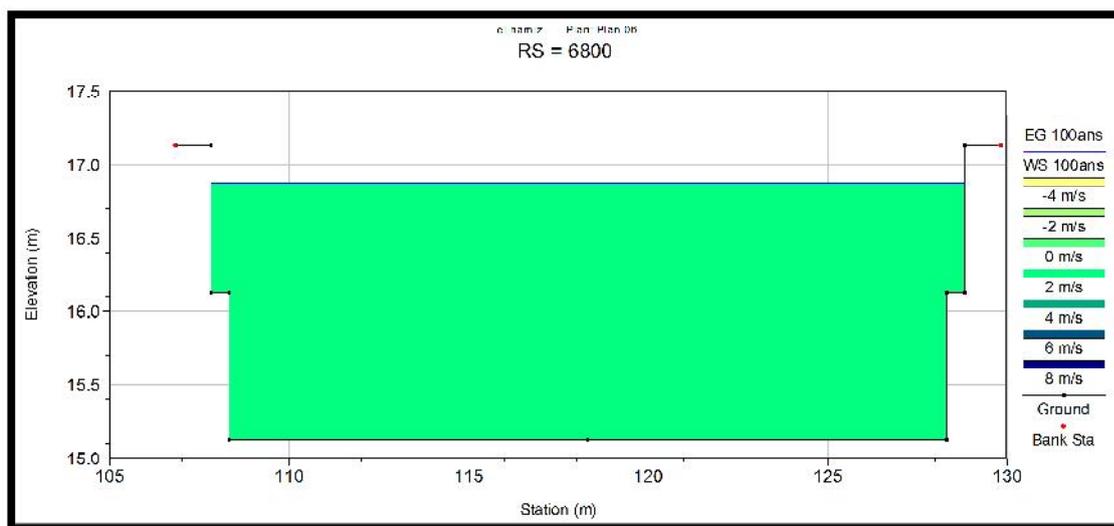


Figure V.7 : Section transversal du tronçon 3(Gabion)

4.1.5 Estimation de coût de la variante (Gabion)

Tableau V.13 : Devis de la variante (Gabion)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	28700	400.00	11 480 000.00
	remblai	M ³	8600	250.00	2 150 000.00
Gabionnage		M ³	28000	5 000.00	140 000 000.00
Total					153 630 000.00

4.2 Variante sans rétention en amont de l'aéroport

Cette variante consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton pour les zones urbanisées et recalibrer le cours d'eau en canal à double trapèze dans la zone agricole.

4.2.1 Canal trapézoïdal en béton

Choix des paramètres de dimensionnement

4.2.1.1 La pente du projet

Dans ce tronçon, la pente moyenne est de 0.28 %.

4.2.1.2 Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond : $b = 15\text{m}$;

Fruit de talus : $m = 0.577$; (La section la plus avantageuse)

Hauteur d'eau : $h = 2.9\text{ m}$;

4.2.1.3 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.14 : Paramètres d'écoulement de la variante (canal en béton)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/s)	
6900	259.6	15.32	18.73	2.46	0.4
6780	259.6	15.15	19.53	3.33	0.54
6660	259.6	14.87	19.42	3.45	0.56
6540	259.6	14.85	19.02	2.74	0.47
4580	259.6	8.54	12.97	2.83	0.46
4460	259.6	8.47	12.92	2.54	0.4
4340	259.6	8.34	12.81	3.33	0.55
4220	259.6	8.37	12.68	3.03	0.49
4100	259.6	8.4	12.49	2.16	0.35
3980	259.6	8.43	12.39	2.87	0.51
3860	259.6	8.44	12.33	3.54	0.62
3740	259.6	6.52	12.02	1.84	0.26

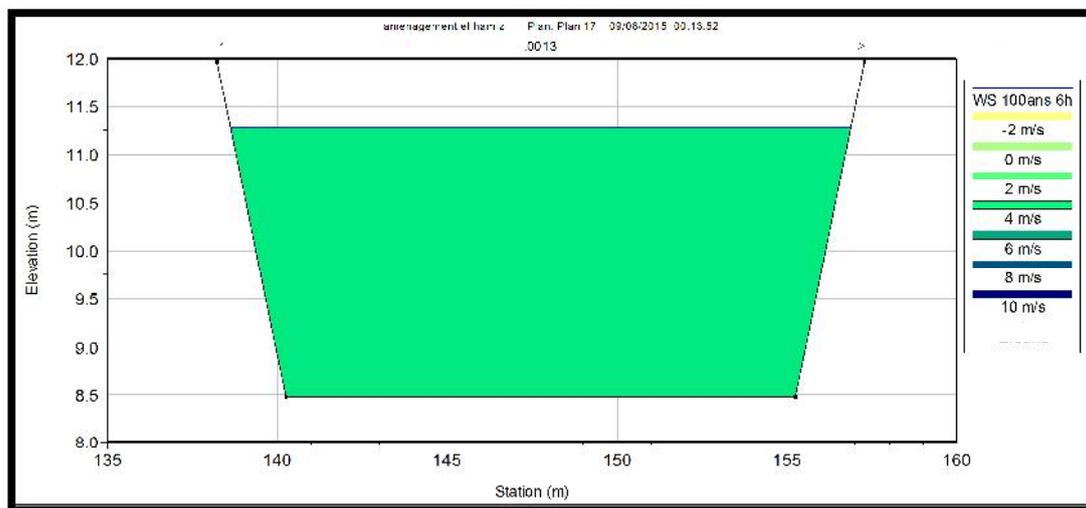


Figure V.8 : Section transversal du tronçon 3 (Canal en béton)

4.2.1.4 Estimation du coût de la variante

Tableau V.15 : Devis de la variante (Canal en béton)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	8300	400.00	3 320 000.00
	remblai	M ³	1550	250.00	387 500.00
Béton		M ³	3200	32000.00	102 400 000.00
Total					106 107 500.00

4.2.2 Canal en double trapèze

4.2.2.1 Dimensionnement

Le dimensionnement de ce profil est déterminé par la formule de Manning-Strickler dont les résultats sont comme suit :

Tableau V.16 : Dimensions du canal en double trapèze

Trapèze	Largeur du fond (m)	Fruit de talus	Hauteur (m)
Inferieur	10	1	2
Supérieur	34	1	3

4.2.2.2 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.17 : Paramètres d'écoulement de la variante (double trapèze)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
6320	259.6	12.73	16.6	16.82	2.19	0.37
6200	259.6	12.11	16.51	16.69	1.86	0.36
6080	259.6	12.05	16.33	16.57	2.44	0.38
5960	259.6	12	16.19	16.44	2.23	0.43
5840	259.6	11.97	16.02	16.26	2.15	0.45
5720	259.6	11.92	15.94	16.11	1.83	0.37
5600	259.6	11.88	15.79	15.91	1.57	0.33
5480	259.6	11.86	15.67	15.82	1.73	0.39
5360	259.6	11.81	15.12	15.52	2.81	0.62
5240	259.6	11.69	14.27	15.08	3.99	1
5120	259.6	9.54	13.27	13.54	2.31	0.51
4980	259.6	8.8	12.98	13.22	2.2	0.45
4860	259.6	8.7	12.83	13.05	2.07	0.43
4740	259.6	8.52	12.77	12.92	1.73	0.35
4660	259.6	8.54	12.73	12.86	1.6	0.32

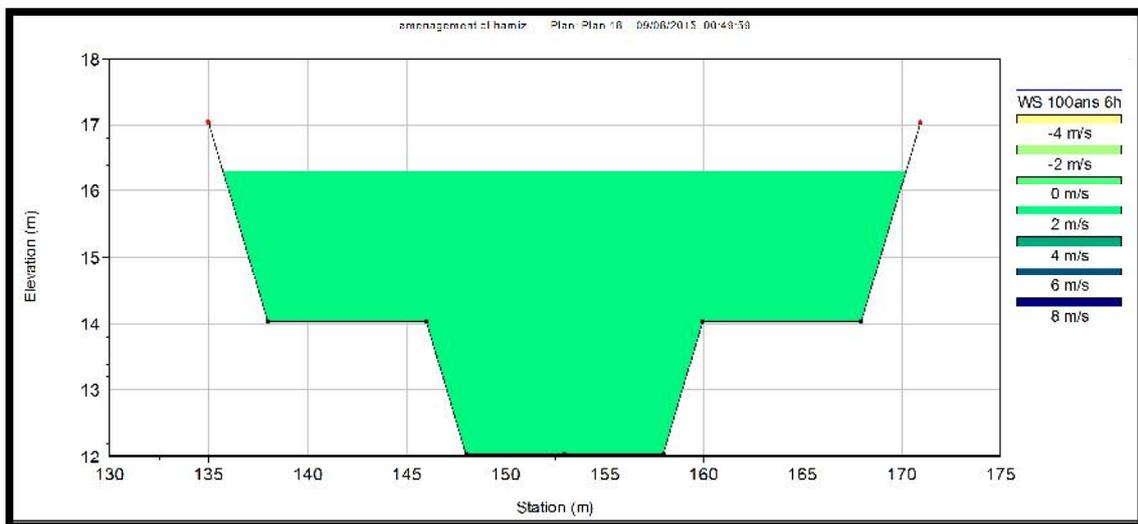


Figure V.9 : Section transversal du tronçon 3 (double trapèze)

4.2.2.3 Devis de la deuxième variante

Tableau V.18 : Devis de la variante (double trapèze)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	16700	400.00	6 680 000.00
	remblai	M ³	3500	250.00	875 000.00
Total					7 555 000.00

Remarque :

Cette variante pour ce tronçon bien qu'elle est plus économique, mais elle n'est faisable techniquement parce que on aura le problème d'érosion. Donc un gabionnage sera nécessaire.

4.2.3 Le gabionnage

4.2.3.1 La pente du projet

Dans ce tronçon, la pente moyenne est de 0.28 %.

4.2.3.2 Le coefficient de rugosité

Pour le gabionnage, le coefficient de Manning est de : $n = 0.035 \text{ s/m}^{1/3}$

4.2.3.3 Dimensionnement

En utilisant la formule de Manning-Strickler, les dimensions du canal sont comme suit :

$$b = 22 \text{ m}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

4.2.3.4 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.19 : Paramètres d'écoulement de la variante (Gabion)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
6460	259.6	13.88	17.05	17.54	3.11	0.57
6400	259.6	13.71	16.84	17.33	3.15	0.58
6340	259.6	13.54	16.99	17.15	1.79	0.31
6280	259.6	13.38	16.85	17.07	2.29	0.39
6220	259.6	13.21	16.54	16.9	2.66	0.55
6080	259.6	12.82	16.24	16.55	2.61	0.45
6000	259.6	12.59	15.98	16.35	2.78	0.48
5940	259.6	12.42	15.88	16.21	2.65	0.46
5860	259.6	12.2	15.57	16.01	2.94	0.53
5800	259.6	12.03	15.46	15.83	2.74	0.48
5740	259.6	11.86	15.33	15.66	2.65	0.46
5680	259.6	11.7	15.05	15.5	2.95	0.53
5620	259.6	11.53	15.09	15.32	2.26	0.39
5560	259.6	11.36	14.97	15.2	2.27	0.38
5500	259.6	11.19	14.81	15.1	2.49	0.42
5440	259.6	11.02	14.61	14.98	2.7	0.47
5360	259.6	10.8	14.41	14.78	2.71	0.47
5340	259.6	10.74	14.35	14.73	2.73	0.47
5260	259.6	10.52	14.22	14.54	2.55	0.43
5240	259.6	10.46	14.14	14.5	2.66	0.46
5160	259.6	10.24	14.08	14.3	2.19	0.36

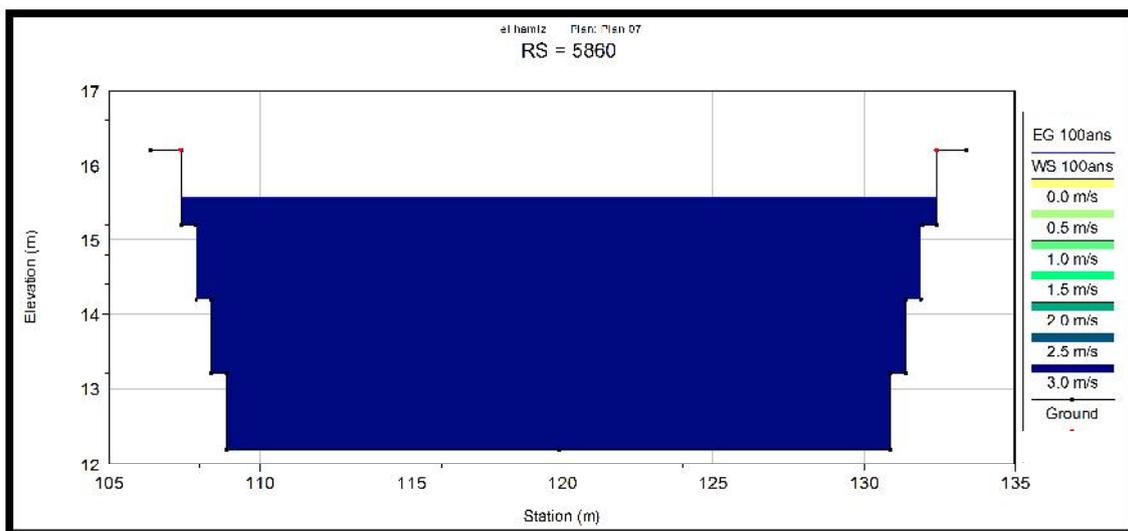


Figure V.10 : Section transversal du tronçon 3(Gabion)

4.2.3.5 Estimation de coût de la variante (Gabion)

Tableau V.20 : Devis de la variante (Gabion)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	30800	400.00	12 320 000.00
	remblai	M ³	5130	250.00	1 282 500.00
Gabionnage		M ³	23060	5 000.00	115 300 000.00
Total					128 902 500.00

5 Tronçon 2 et 1

Le tronçon aval entre la RN 24 et l'embouchure est le plus problématique car sa capacité actuelle est la plus faible et l'espace du cours d'eau est limité du fait de l'urbanisation. Le profil type est approximativement trapézoïdal.

L'aménagement proposé est de projeter canal trapézoïdal avec augmentation de la section d'écoulement par un mur de soutènement dans les zones où l'espace ne permet pas de concevoir le canal avec les dimensions nécessaires.

5.1 Variante sans rétention

5.1.1 La pente du projet

Dans ce tronçon, la pente moyenne est de 0.13 %.

5.1.2 Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond : $b = 15\text{m}$;

Fruit de talus : $m = 0.577$; (La section la plus avantageuse)

Hauteur d'eau : $h = 3.8\text{ m}$;

Pour les zones entre (PK350-PK500) et (PK800-950), un mur de soutènement sera projeté d'une hauteur de 4.5m.

5.1.3 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.21 : Paramètres d'écoulement de la variante sans rétention (canal en béton)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
2560	399	4.45	8.83	9.64	4.26	0.71
1260	399	2.24	6.49	6.6	1.44	0.44
1240	399	2.2	6.4	6.58	2.14	0.68
1180	399	2.1	6.25	6.51	2.54	1.02
1160	399	2.07	6.28	6.36	1.26	0.39
1140	399	2.03	6.28	6.36	1.23	0.37
580	399	1.08	4.98	5.33	2.97	0.83
560	399	1.05	4.72	5.1	2.72	1
480	399	0.91	4.66	4.84	2.07	0.6
460	399	0.88	4.57	4.82	2.51	0.92
420	399	0.81	4.46	4.74	2.58	1.15
340	399	0.67	3.96	4.26	2.66	1.29
320	399	0.64	3.92	4.11	2.55	0.68
300	399	0.61	3.94	4.09	1.96	0.55
260	399	0.54	3.88	4.06	2.48	0.55
220	399	0.47	3.85	4.03	2.44	0.6
200	399	0.44	3.84	4.02	1.77	0.65
180	399	0.4	3.88	3.99	1.61	0.47
140	399	0.33	3.53	3.94	2.83	1.01
100	399	0.27	3.59	3.74	1.95	0.45

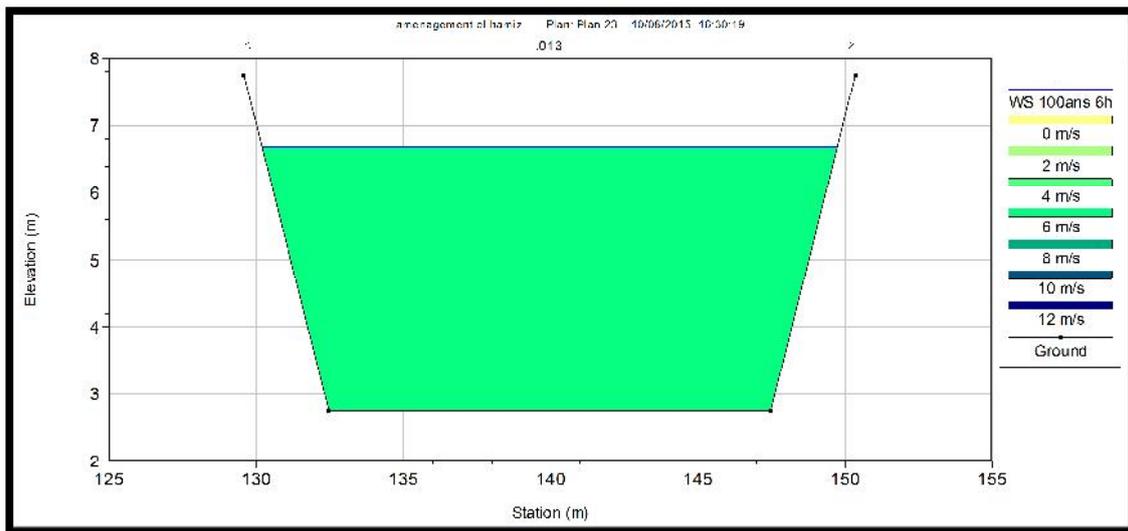


Figure V.11 : Section transversal des tronçons 2 et 1 (trapèze en béton)

5.1.4 Estimation du coût de la variante (sans rétention)

Tableau V.22 : Devis de la variante sans rétention (canal en béton)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	56000	400.00	22 400 000.00
	remblai	M ³	23000	250.00	5 750 000.00
Béton armé	Canal	M ³	7000	32 000.00	224 000 000.00
	Mur de soutènement	M ³	200	40 000.00	8 000 000.00
Total					260 150 000.00

5.2 Variante avec rétention

5.2.1 La pente du projet

Dans ce tronçon, la pente moyenne est de 0.13 %.

5.2.2 Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond : $b = 15\text{m}$;

Fruit de talus : $m = 0.577$; (La section la plus avantageuse)

Hauteur d'eau : $h = 3.1\text{ m}$;

Pour les zones entre (PK350-PK500) et (PK800-950), un mur de soutènement sera projeté d'une hauteur de 4.5m.

5.2.3 Les paramètres d'écoulement

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

Tableau V.23 : Paramètres d'écoulement de la variante avec rétention (canal en béton)

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
2700	229.4	4.69	8.22	9.56	5.12	0.92
2680	229.4	4.65	8.21	9.53	5.09	0.91
2640	229.4	4.58	8.19	9.47	5.02	0.89
2600	229.4	4.52	8.28	9.37	4.63	0.82
2560	229.4	4.45	8.5	9.23	3.89	0.68
1400	229.4	2.48	5.83	7.34	5.44	1
1380	229.4	2.44	5.79	7.3	5.44	1
1360	229.4	2.41	5.76	7.27	5.45	1
1340	229.4	2.37	5.73	7.24	5.45	1
1300	229.4	2.31	5.61	7.17	5.53	1.02
1280	229.4	2.27	6.27	6.53	2.31	0.85
600	229.4	1.12	4.96	5.27	2.76	0.89
560	229.4	1.05	4.58	4.93	2.59	1.06
440	229.4	0.84	4.45	4.68	2.46	1.07
400	229.4	0.78	4.22	4.29	1.17	0.39
360	229.4	0.71	4.01	4.26	2.56	1.34
320	229.4	0.64	3.82	3.98	2.33	0.64
260	229.4	0.54	3.58	3.91	3.24	0.62
220	229.4	0.47	3.65	3.85	2.46	0.65
160	229.4	0.37	3.69	3.79	1.43	0.45
120	229.4	0.3	3.36	3.71	2.62	1.01
100	229.4	0.27	3.43	3.54	1.73	0.42

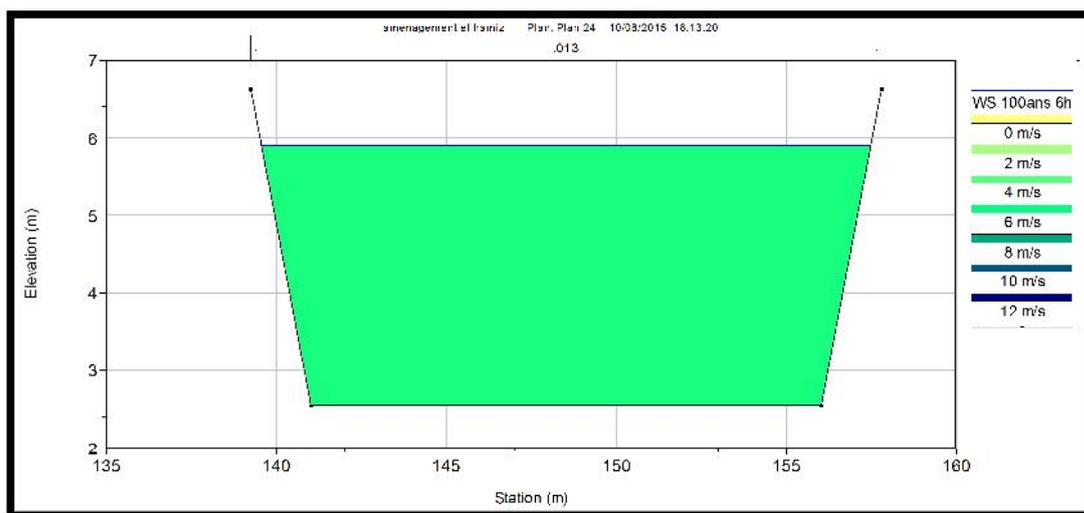


Figure V.12 : Section transversal des avec 2 et 1 (trapèze en béton)

5.2.4 Estimation du coût de la variante (avec rétention)

Tableau V.24 : Devis de la variante avec rétention (canal en béton)

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	M ³	56000	400.00	22 400 000.00
	remblai	M ³	23000	250.00	5 750 000.00
Béton armé	Canal	M ³	6040	32 000.00	224 000 000.00
	Mur de soutènement	M ³	140	40 000.00	5 400 000.00
Total					257 550 000.00

6 Estimation global du coût de projet

Tableau V.25 : Estimation financière du projet

Tronçon	Montant (DA)	
	Sans rétention	Avec rétention
6	219 925 000.00	544 325 000.00
4	165 970 000.00	76 500 000.00
3	235 010 000.00	153 630 000.00
2 et 1	260 150 000.00	257 550 000.00
Total	881 055 000.00	1 032 005 000.00

7 Choix de la variante d'aménagement

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

7.1 Critères d'évaluation

- A. Efficacité hydraulique : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- B. Difficultés de réalisation : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- C. Enjeux environnementaux : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,...) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- D. Durabilité : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- E. Entretien : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.

F. Autres impacts : les autres impacts correspondent aux effets secondaires des aménagements dans leur environnement.

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

7.2 La variante choisit

La variante à évacuation rapide consiste à faire un reprofilage du cours d'eau, soit par un recalibrage ou bien une projection d'un canal en béton. Donc, la difficulté de réalisation se résume dans les problèmes liés aux terrassements. Et vu l'absence de réalisation des grands ouvrages, les enjeux correspondants aux risques d'effondrement ne se pose pas.

La variante d'aménagement avec bassin de retenu en amont de l'aéroport permet de diminuer le débit de pointe de $190\text{m}^3/\text{s}$, et abaisser le niveau d'eau à l'aval. Ainsi, aucun aménagement ne sera nécessaire pour les tronçons 3 et 4, et une réduction des dimensions des ouvrages d'évacuation pour les tronçons 1 et 2. D'autre part, le bassin de retenu peut causer des difficultés dans la réalisation de la digue de fermeture et assurer la stabilité du seuil déversant, et les dangers de rupture de la digue qui protège l'aéroport restent envisageables.

Pour le côté financier, la réalisation de la digue de fermeture du casier et l'aménagement du seuil déversant va augmenter le coût du projet d'environ 50 millions de Dinar par rapport à la variante d'évacuation rapide.

Conclusion

Après cette étude de ces deux variantes, et vu l'absence des données topographique pour faire une étude précise pour la conception du bassin de retenu, la variante choisit pour l'aménagement de oued EL Hamiz est celle de l'évacuation rapide résumé comme suit :

Tableau V.26 : Les différents aménagements retenus

Tronçon	Aménagement
6	Gabionnage
5	Aucun aménagement pour ce tronçon
4	Gabionnage
3	- Canal trapézoïdale en béton dans les zones urbaines - Gabionnage dans les zones agricoles
2 et 1	Canal trapézoïdale en béton et un mur de soutènement pour les endroits à section réduite

8 Ecoulement au dessous des ponts

La simulation de l'écoulement en dessous des ponts montre un écoulement en charge au dessous du pont de la RN 24 et tramway, contrairement aux autres ouvrages transversaux où la hauteur d'eau reste au dessous du tablier des ponts comme le montre les figures ci-dessous :

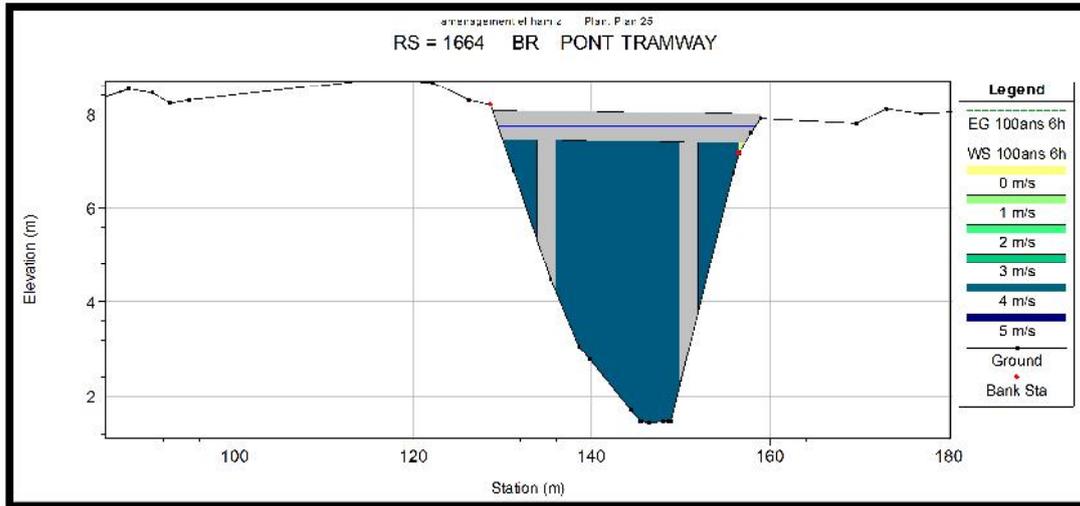


Figure V.13 : Ecoulement au dessous du pont RN24 et tramway

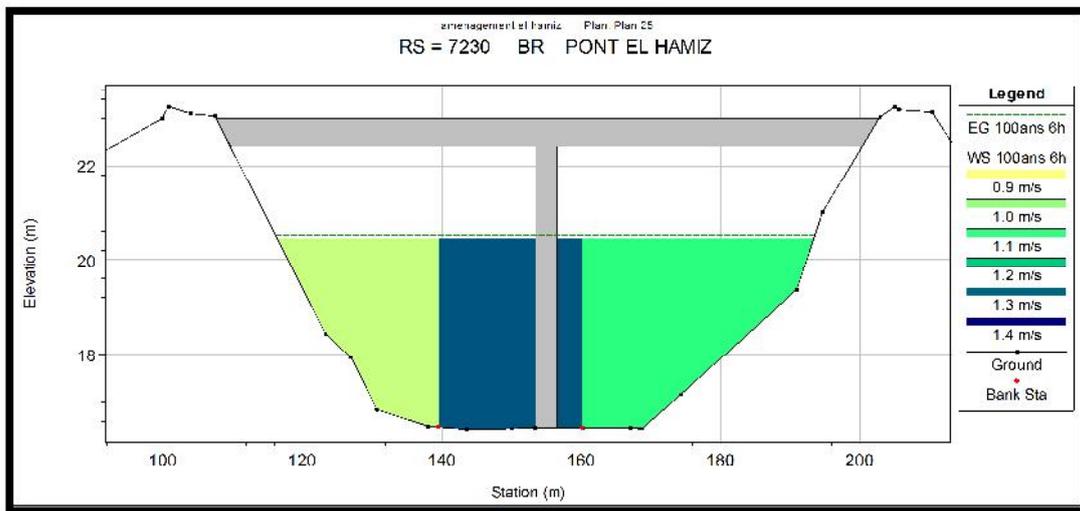


Figure V.14 : Ecoulement au dessous du pont El Hamiz

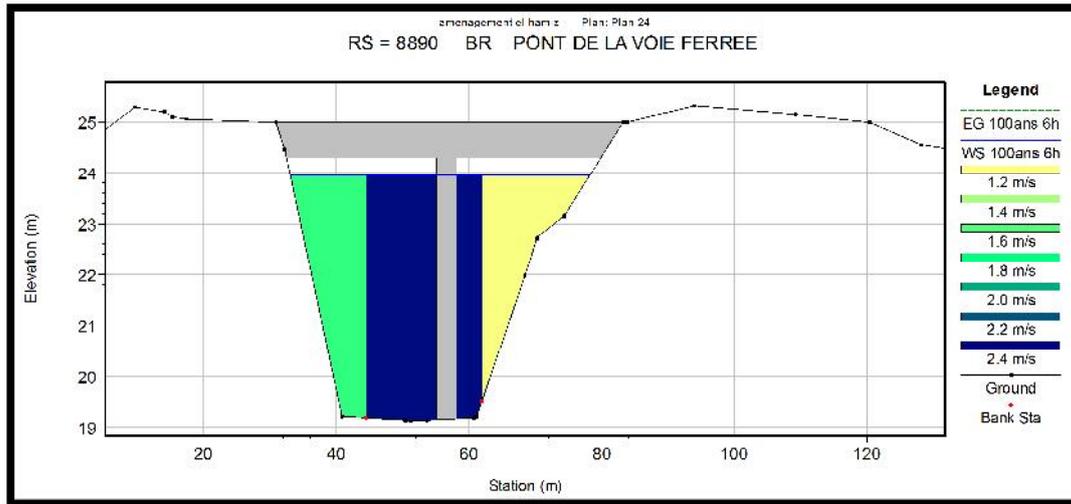


Figure V.15 : Ecoulement au dessous du pont de la voie ferrée

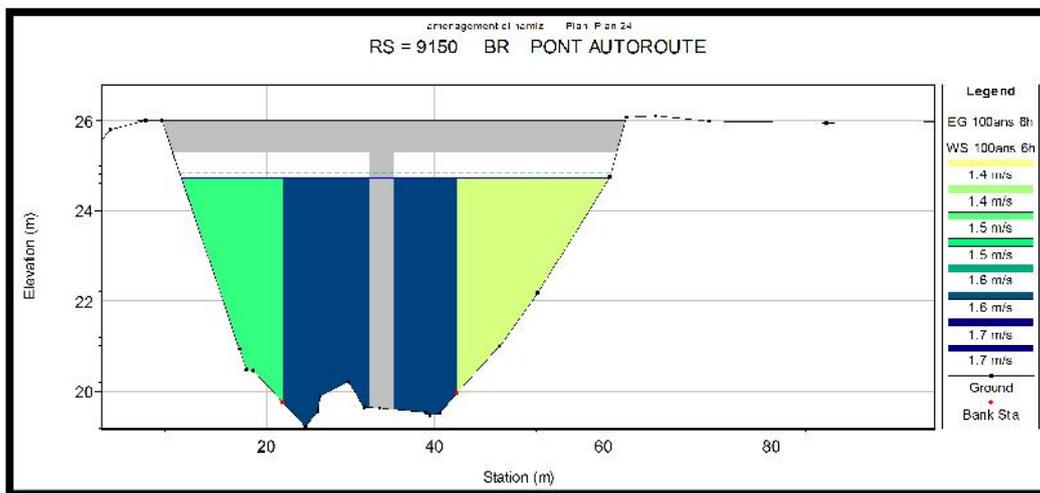


Figure V.16 : Ecoulement au dessous du pont de l'autoroute

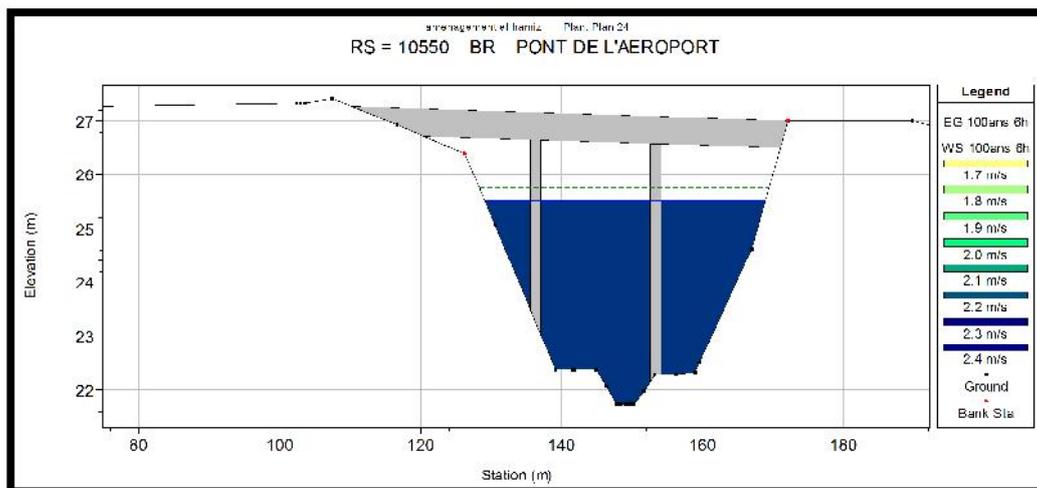


Figure V.17 : Ecoulement au dessous du pont de l'aéroport

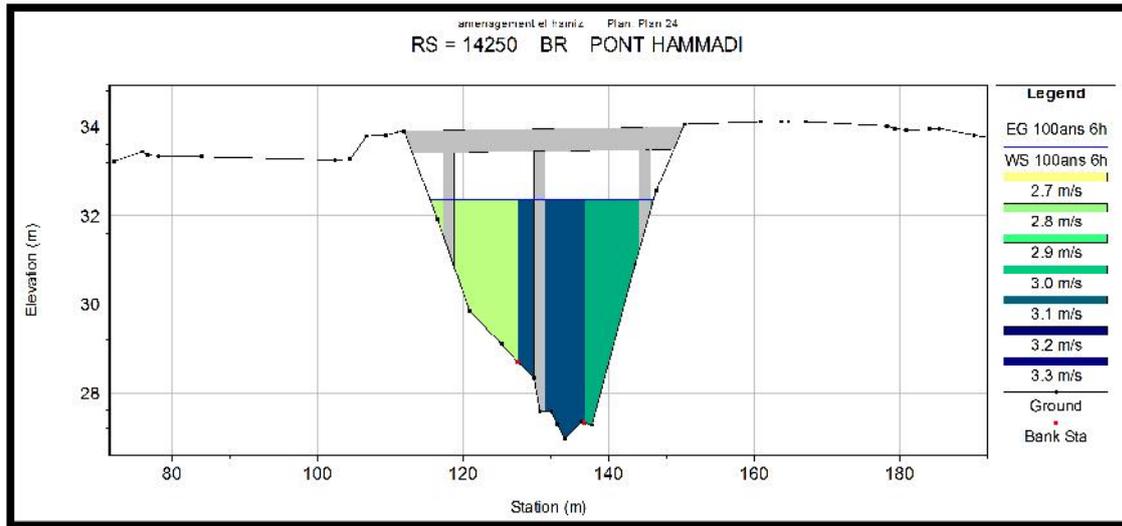


Figure V.18 : Ecoulement au dessous du pont de Hammadi

Pour le pont de la RN24 et tramway à capacité insuffisante, un carénage des ponts sera effectué.

Le but du carénage c'est de construire un « entonnoir ». Quand l'eau se retienne derrière le pont un écoulement noyé se développe. Cet écoulement est plus grand que l'écoulement libre et au lieu de déposer des sédiments c'est plutôt l'érosion qui apparaît. Pour garantir cet effet on doit caréner tout le profil :

- La face amont du pont ;
- Les digues ou les murs de soutènement à l'amont et sous le pont ;
- La partie inférieure du pont ;

Chaque arête, angle ou empêchement qui pourrait éviter ou troubler l'écoulement noyé est à aménager. Il y a beaucoup de possibilités pour ces mesures. Le carénage de la face amont du pont est une mesure simple et économique permettant d'améliorer sa capacité hydraulique. Ainsi, le pont peut se mettre en charge sans provoquer de débordement. Cette situation est favorable à la chasse sédimentaire sous le pont et aide donc à maintenir la capacité hydraulique maximale de l'ouvrage durant la crue. Dans ce cas pour l'oued el Hamiz béton un carénage en béton lisse sera suffisant.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, deux variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection des zones urbaines et agricoles d'oued El Hamiz contre les inondations. Ensuite, une étude technique et économique a été élaborée pour choisir la plus favorable.

L'aménagement proposé se résume à une variante à évacuation rapide des eaux de la crue centennale, en projetant des canaux en béton dans les zones à forte densité d'urbanisation et un gabionnage en dehors des habitations.

Chapitre VI :
**Organisation de chantier et estimation quantitative
et financière du projet**

Chapitre VI :**Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet****Introduction**

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moins nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions de sécurité et d'enchaînement économique des travaux. Ces derniers sont les opérations concourantes à la construction, réparation, entretien ou la démolition d'un édifice de nature hydraulique ou génie civil.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

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

1. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les prix des différentes tâches à exécutée inclus :

Déblais :

Ce prix rémunère au mètre cube le déblai en terrain meuble pour différentes profondeurs (selon profil en long) et le Transport des terres excédentaires à la décharge publique, y compris toutes sujétions de bonne exécution.

Remblais :

Ce prix rémunère au mètre cube la mise en place du Remblai le long de l'oued, y compris toutes sujétions de bonne exécution

Carénage du Pont RN24 :

Ce prix rémunéré le carénage du pont RN24 y compris toute surjetions de bonne exécution.

Béton de propreté :

Ce prix rémunéré au mètre cube la mise en place du béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m³ de ciment CPA325.

Béton armé :

Ce prix rémunéré au mètre cube la mise en place du béton N°3 dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA325.

Tableau VI.1 : Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation Des Travaux	U	Quantité	Prix /U (Da)	Montant (Da)
Tronçon 1 et 2					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	56000	400.00	22 400 000.00
2	Remblais compacté	m ³	23000	250.00	5 750 000.00
Géni civil					
3	Béton armé pour voile N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	200	40 000.00	8 000 000.00
4	Gravier 10÷20mm ep=10cm.	m ³	2500	5 500.00	13 750 000.00
5	Béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	2500	5 000.00	12 500 000.00
6	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	7000	32 000.00	224 000 000.00
7	Carénage du pont de la RN24 et tramway	U	1	200 000.00	200 000.00
TOTAL 1					286 600 000.00
Tronçon 3					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	39100	400.00	15 640 000.00
2	Remblais compacté	m ³	6680	250.00	1 670 000.00
Géni civil					
3	Gravier 10÷20mm ep=10cm.	m ³	1300	5 500.00	7 150 000.00
4	Béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	1300	5 000.00	6 500 000.00
5	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	2600	32 000.00	83 200 000.00
6	Gabionnage du cours d'eau	m ³	23060	5 000.00	115 300 000.00
TOTAL 2					229 460 000.00
Tronçon 4					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	37000	400.00	14 800 000.00
2	Remblais compacté	m ³	21000	250.00	5 250 000.00
Géni civil					
3	Gravier 10÷20mm ep=10cm.	m ³	2300	5 500.00	12 650 000.00
4	Béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	2300	5 000.00	11 500 000.00
5	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	4560	32 000.00	145 920 000.00
TOTAL 3					190 120 000.00

Tronçon 6					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	85000	400.00	34 000 000.00
2	Remblais compacté	m ³	5500	250.00	1 375 000.00
Géni civil					
3	Gabionnage du cours d'eau	m ³	36890	5 000.00	184 450 000.00
TOTAL 4					219 825 000.00
TOTAL					926 005 000.00

Le devis du projet est estimé à : Neuf cent vingt-six millions cinq mille dinars algérien.

2. Installations du chantier

2.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement il est nécessaire de prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

2.3 Installations destinées à la réparation des engins

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

2.4 La préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage.

3. Succession des opérations du chantier

2-a- Travaux préparatoires

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

2-b- Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

- 1) Le piquetage d'implantation pour le terrassement.
- 2) l'exécution des déblais et des remblais.
- 3) Exécution de la couche du gravier $e = 10$ cm.
- 4) Exécution de la couche du béton de propreté $d = 10$ cm.
- 5) Exécution de béton armé :
 - Pour les canaux trapézoïdaux $e = 15$ cm.

4. Technologie des principaux travaux

Il faut prévoir une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais : des bulldozers ;
- Pour l'extraction des alluvions : des pelles rétro ;
- Pour le transport des terres : des camions à benne ;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) : des niveleuses et des compacteurs ;

5. La Planification

C'est sans doute l'opération la plus importante du processus de réalisation d'un projet. Elle intervient en tout début de la réalisation du projet et conditionne la qualité du résultat final.

Ses finalités sont :

- pour l'équipe de projet, de traduire une stratégie de projet en logique de déroulement, formalisée sous forme de tâches à réaliser dans un ordre précis (ordonnancement) ;

- pour le chef de projet, identifier, décrire finement et distribuer tout le travail à produire et construire son support de pilotage opérationnel par les délais,

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

L'opération d'analyse des tâches est considérée comme la plus importante dans la planification, elle se fait en deux grandes phases :

- une première exclusivement dédiée au recensement des tâches et de leurs relations d'enchaînement dont il sort le premier **réseau logique**,
- une seconde consacrée à la vérification du réseau et au renseignement des informations relatives aux tâches.

5.1 Techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

5.1.1 Méthodes basées sur le réseau

5.1.1.1 Définition du réseau

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

1. Réseau à flèches :

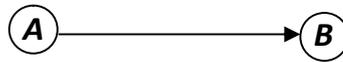
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

2. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



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

5.1.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

a. 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.

b. 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.

c. Construction des graphes partiels.

d. Regroupement des graphes partiels.

e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

f. Construction du réseau.

5.1.2 Méthodes basées sur le graphique

5.1.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic)

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

5.1.2.2 Méthode à barres

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

5.2 Les étapes de la planification

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

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

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

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

5.3 Estimation des durées

L'estimation de la durée des tâches ne se fait que lorsque les tâches ont été analysées. L'opération d'estimation des durées a un impact important sur la qualité du planning final et elle doit être conduite dans le respect de principes rigoureux.

Au préalable, il faut faire admettre les hypothèses suivantes qui simplifient l'estimation :

Toutes les tâches se réaliseront, dans des conditions normales;

Cette hypothèse consiste à estimer les durées des tâches sans présupposer une quelconque "criticité" ou pression particulière sur les délais. Ce sont les conditions habituelles de travail qui doivent servir d'étalon à l'estimation des durées. Cela suppose aussi que chaque durée de tâche est estimée sans qu'on se soucie de toutes les perturbations imaginables qui pourraient en déranger le bon déroulement. Par contre, "conditions normales" veut bien dire que l'environnement dans lequel la tâche se déroulera de façon tout-à-fait prévisible est bien pris en compte.

Chaque tâche se réalisera avec les moyens habituels ;

Cela signifie que la durée de la tâche est estimée sur la base des moyens habituellement affectés à ce type de tâche (qualité et quantité). Donc ne pas faire de supposition sur toute mise en œuvre de moyens exceptionnels que la criticité de la tâche pourrait justifier.

Les moyens nécessaires à l'ensemble des tâches sont infinis ;

Elle résulte tout simplement de la considération que chaque tâche est estimée en durée sans qu'on puisse à ce stade savoir si les moyens à y affecter seront indisponibles puisque déjà affectés à une autre tâche. Et par voie de conséquence, **supposer que chaque tâche disposera des moyens nécessaires** revient à considérer *provisoirement* qu'ils sont illimités.

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.**

5.4.1 Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

DCP : date de commencement au plus tôt ;

TR : temps de réalisation ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale ;

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

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 :

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

5.4.3 Le diagramme de Gantt

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

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

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

1.1.Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.2 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM

Les travaux	Opération	Durée
Installation de chantier	A	15jours
Travaux de terrassements pour les tronçons 1 et 2	B	130 jours
Compactage dans les tronçons 1 et 2	C	40 jours
Lit de béton propreté pour les tronçons 1 et 2	D	60 jours
Le bétonnage des tronçons 1 et 2	E	75 jours
Construction des murs de soutènements	F	65 jours
Carénage du pont de la RN24 et tramway	G	10 jours
Travaux de terrassement dans le tronçon 3	H	150 jours
Compactage dans le tronçon 3	I	50 jours
Lit de béton propreté pour le tronçon 3	J	40 Jours
Le bétonnage du tronçon 3	K	55 Jours
Gabionnage du tronçon 3	S	70 Jours
Travaux de terrassement dans le tronçon 4	L	70 Jours
Compactage dans le tronçon 4	M	25 Jours
Lit de béton propreté pour le tronçon 4	N	20 Jours
Le bétonnage du tronçon 4	O	30 Jours
Travaux de terrassement dans le tronçon 6	P	120 Jours
Compactage dans le tronçon 6	Q	40 Jours
Gabionnage du tronçon 6	T	120 Jours
Travaux de finitions	R	15 jours

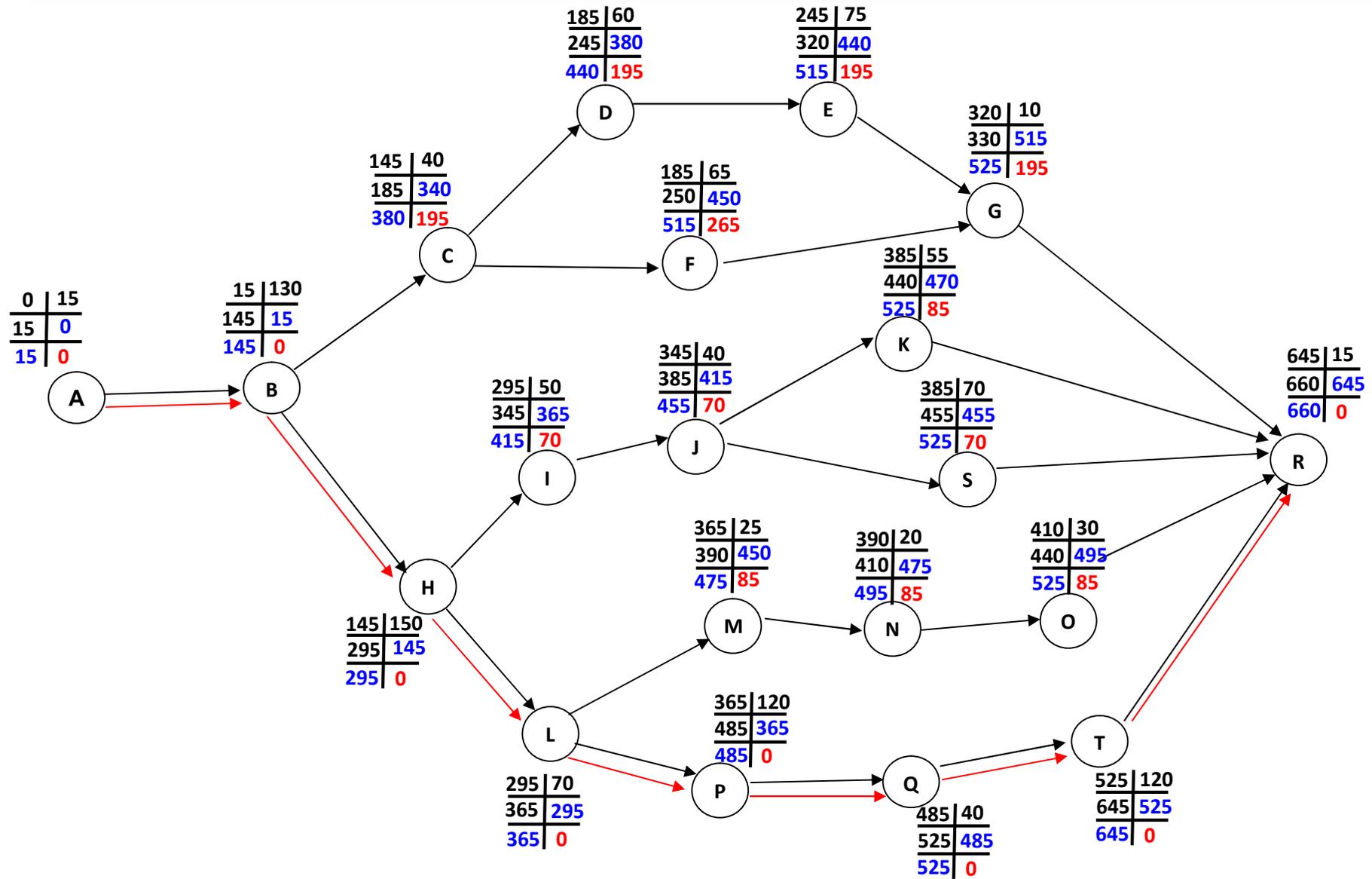


Figure VI.1 : Le réseau à nœud

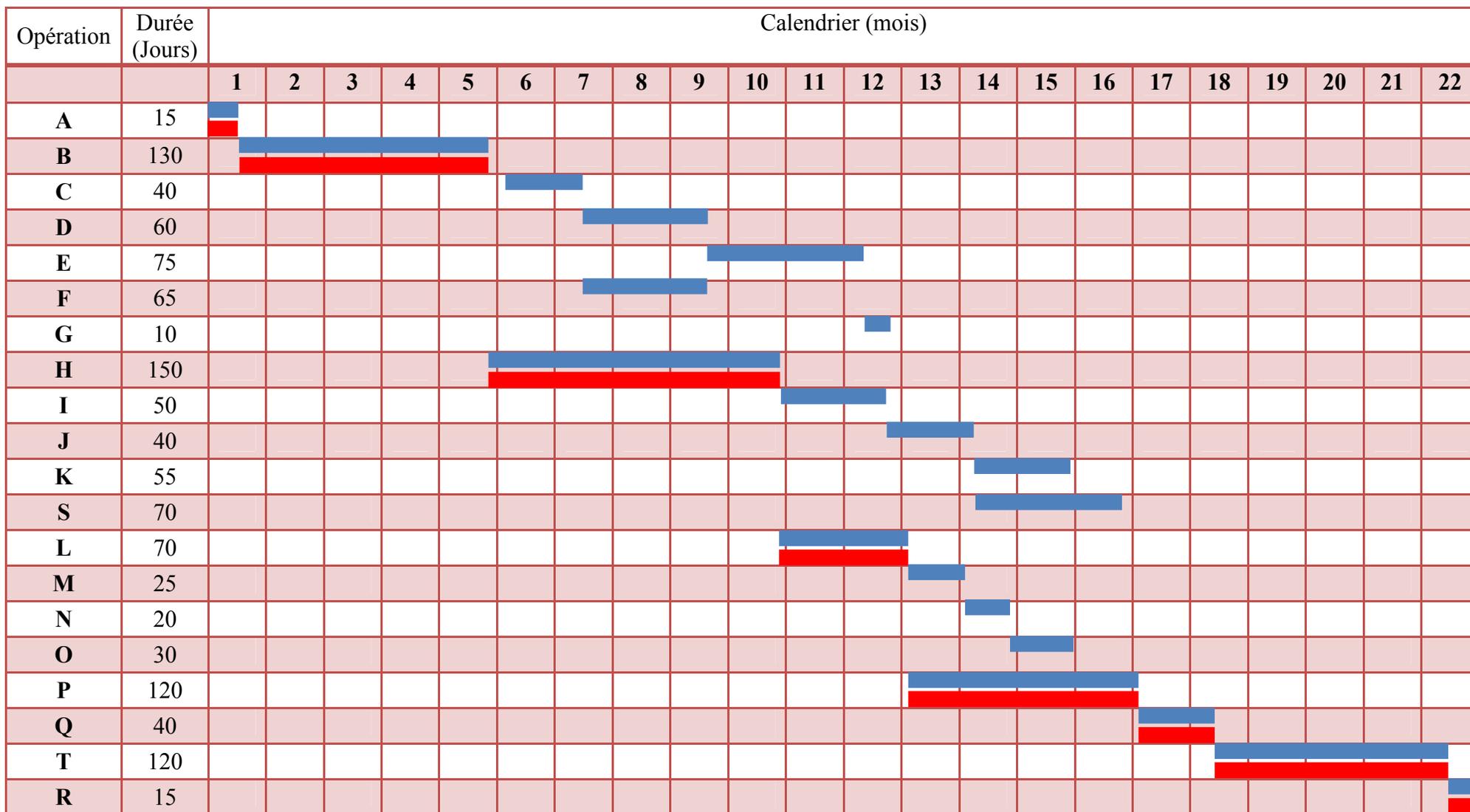


Figure VI.2 : Diagramme de GANTT

Conclusion

L'exécution d'un chantier se traduit par la mise en œuvre d'un ensemble d'activités répartie dans le temps. La réalisation de ses activités entraîne la mise à disposition de ressources matérielles, humaines et financières. La finalité étant de réaliser entièrement un projet bien déterminé dans des conditions bien définies de délai, de coût, de qualité en sécurité.

A la fin de ce chapitre, une étude globale sur le déroulement des travaux nécessaires à été élaboré pour permettre l'enchaînement le plus logique et économique des travaux d'aménagement d'oued El Hamiz, toute en assurant une utilisation rationnelle des ressources mises en œuvre (personnels et matériels).

Pour le coté financier, le montant total du projet à été estime à **926 005 000.00 DA** avec un délai d'exécution de 22 mois.

Conclusion générale

Conclusion générale

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

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

En deuxième lieu, un diagnostic de l'état des cours d'eau a été élaboré pour déceler les paramètres de dysfonctionnement du cours d'eau en déterminant les zones inondables via le logiciel HEC-RAS. L'aboutissement aux résultats de la simulation a nécessité beaucoup d'investigations et un long travail du fait de la grande surface du bassin versant et la longueur du cours d'eau (15Km environ avec 6 ouvrages routiers). Les résultats de la simulation montrent bien que l'état actuel du cours d'eau ne permet pas d'évacuer les eaux d'un événement extrême de l'ordre d'une crue centennale.

Enfin, deux plans d'aménagements ont été proposés pour les différents tronçons. L'étude technico-économique des deux variantes a favorisé l'évacuation rapide des eaux pluviales par un reprofilage de la section des cours en canal trapézoïdale en béton ou gabionnage.

Afin d'assurer la durabilité et le bon fonctionnement des aménagements proposés, les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en considération.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Touaïbia.B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.

Bourrier .R(1991) : Les réseaux d'assainissement, calculs applications perspectives. Edition Lavoisier, collection Tec & Doc. Paris. France. 210p.

Bouaïchi.I, Touaïbia.B & Dernouni.F, Approche méthodologique de calcul du débit pluvial en cas d'insuffisance de données. Cas de la région de Tipaza. Algérie. Revue semestrielle scientifique et technique ; Le Journal de l'Eau et de L'environnement.

Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Hydrothèque : base de données d'exercices en hydrologie. Mis à jour le 23.04.2004.

Degoutte.G,(2006) Diagnostic aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394p

Richard H. McQueen, Peggy A. Johnson. (2002) Highway Hydrology, edition (NHI) USA, page 50.

Graf W.H, altinakar M.S(2000): Hydraulique fluvial: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechniques Fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romane. 628p.

Arcement. G, Jr. and V.R.Schneider, United States Geological Survey Water-supply Paper 2339. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains.

Soil conservation service (SCS). National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. SCS Department of Agriculture. Washington, Etat-Unis.(1972)

MEDD (Ministère de l'écologie et du développement durable « France », direction de la prévention des pollutions et des risques, sous la direction de la prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations, Aout 2004. 20p.

Références bibliographiques

ARMONDO LENCASTRE. (1996) Hydraulique Générale, édition Paris.

NRCS : Urban Hydrology for small watersheds, TR-55. NRCS. Conservation engineering division. USA. 1986. 163p.

G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider: Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

Guy B. Fasken : Guide for selecting roughness coefficient n value for channels. Soil Cnservation service USDA. 1963

BALADES J.-D., LEROUX J. (1993) La maîtrise des eaux pluviales. Éditions du STU, page 63.

Annexes

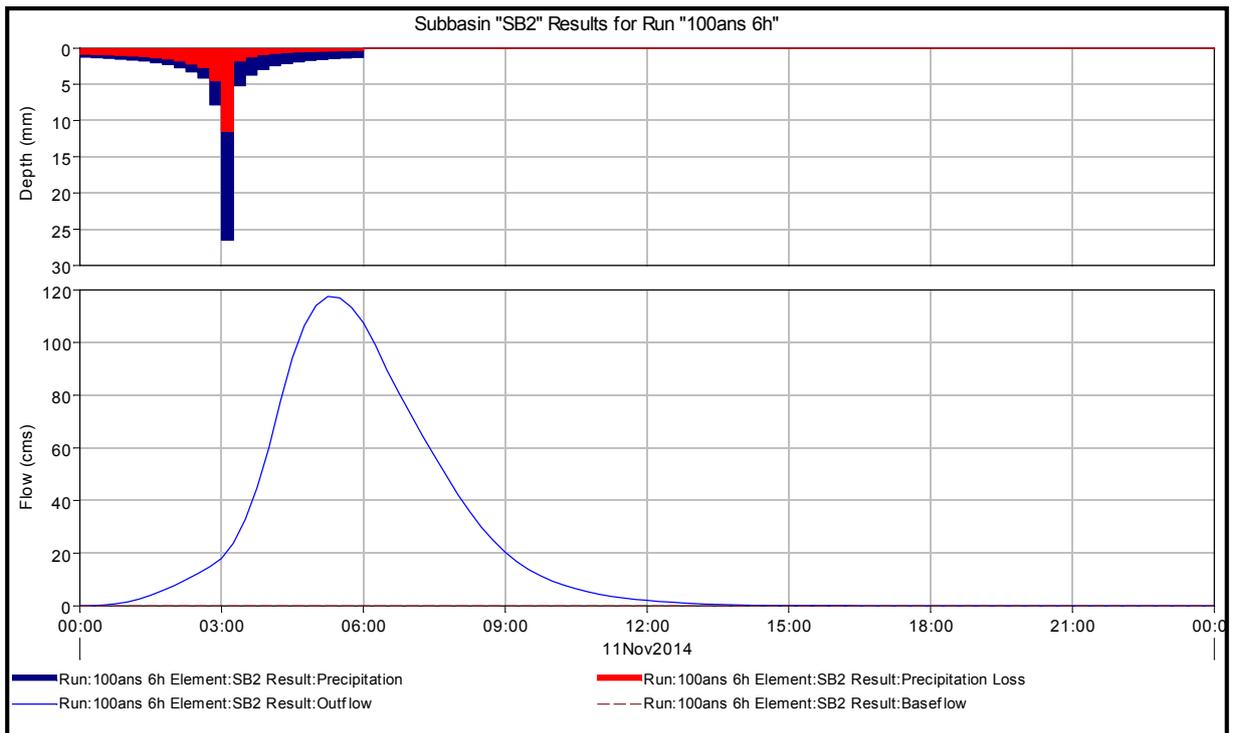


Figure annexe 1 : Hydrogramme de crue du SB 2

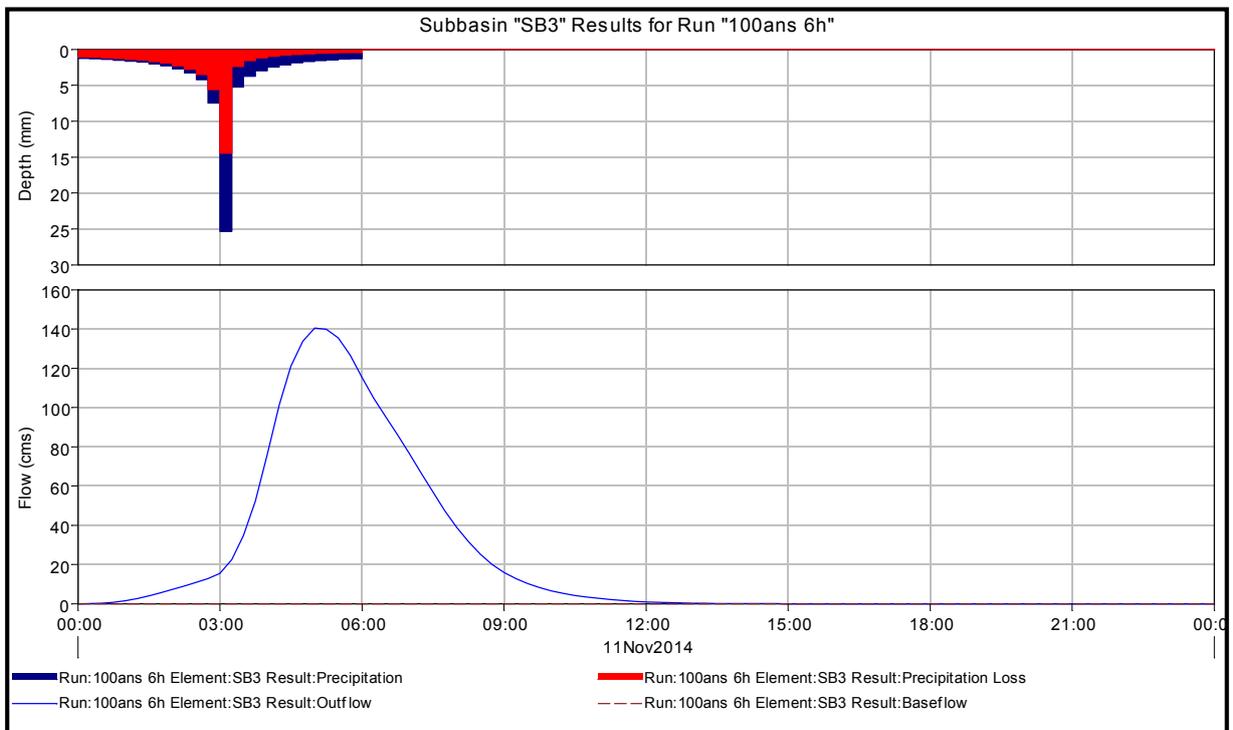


Figure annexe 2 : Hydrogramme de crue du SB 3

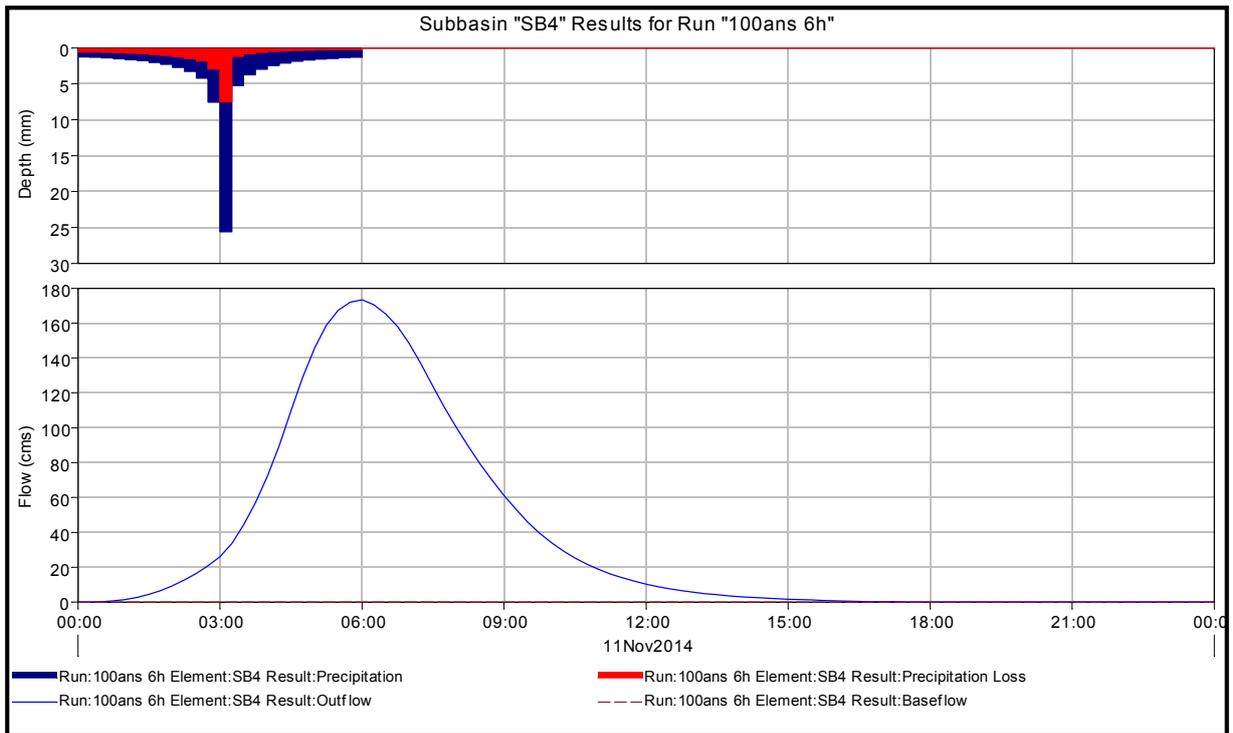


Figure annexe 3 : Hydrogramme de crue du SB 4

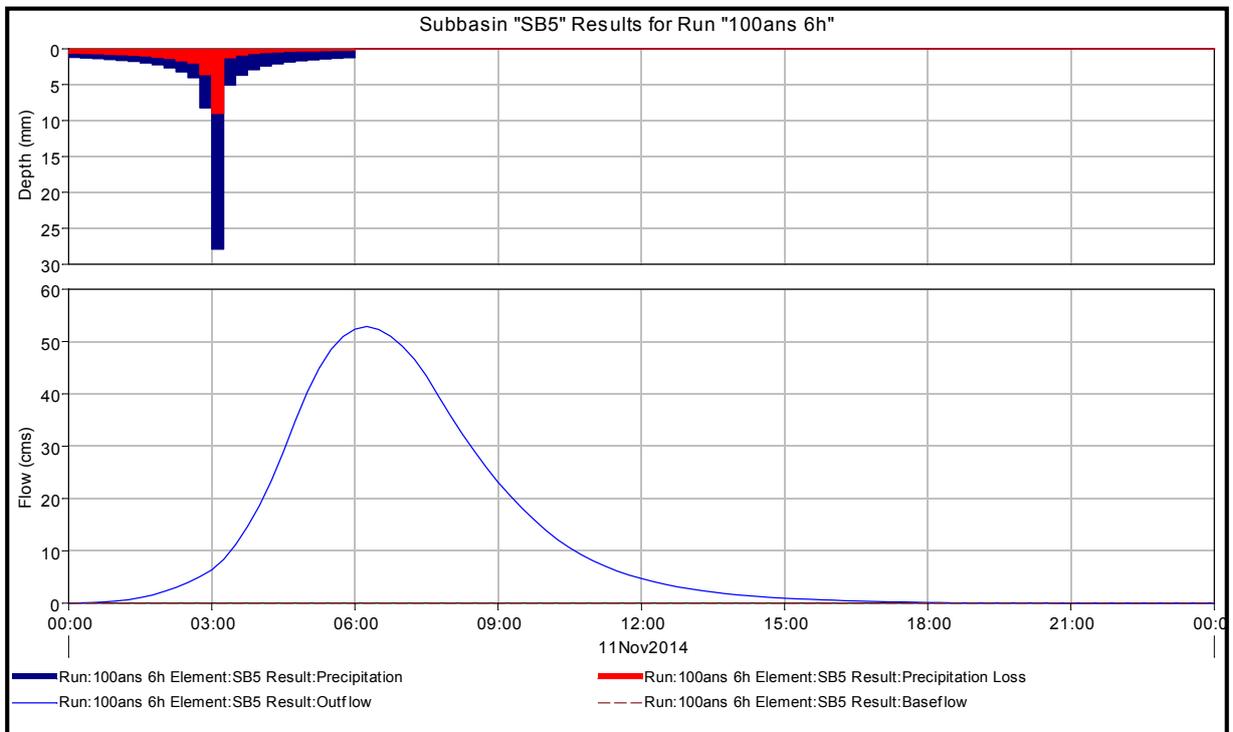


Figure annexe 4 : Hydrogramme de crue du SB 5

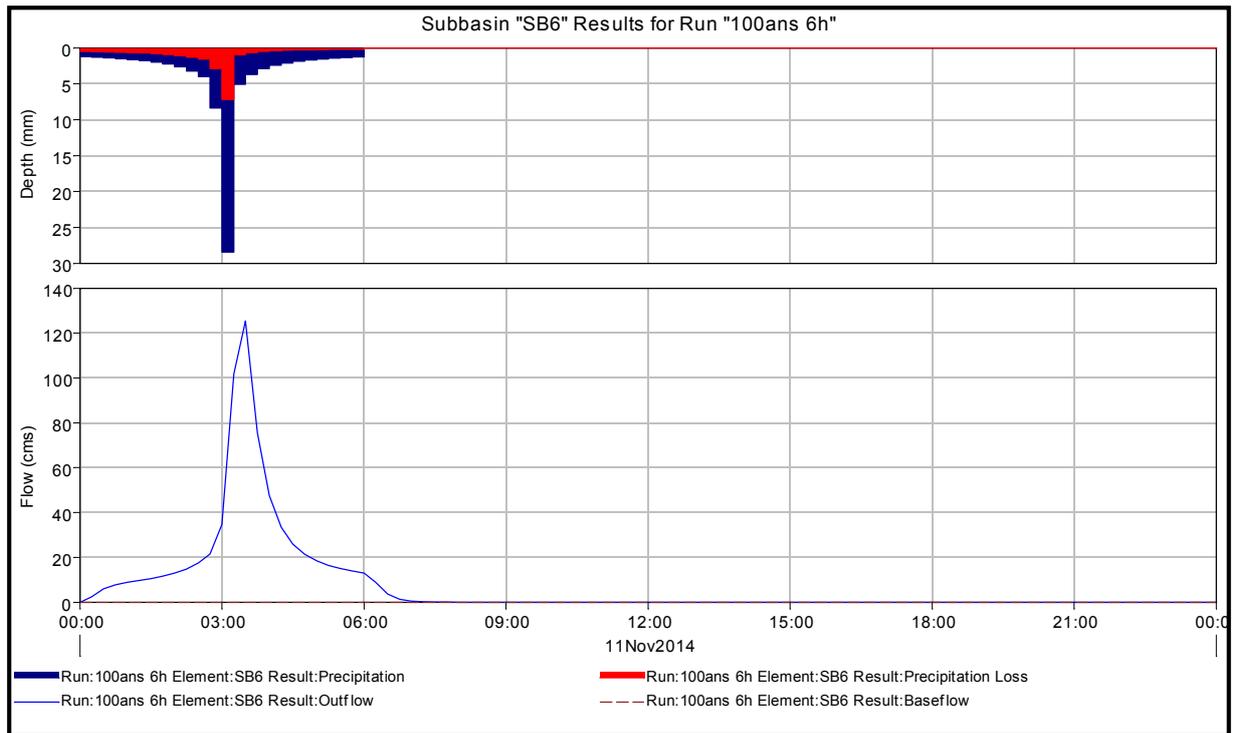


Figure annexe 4 : Hydrogramme de crue du SB 6

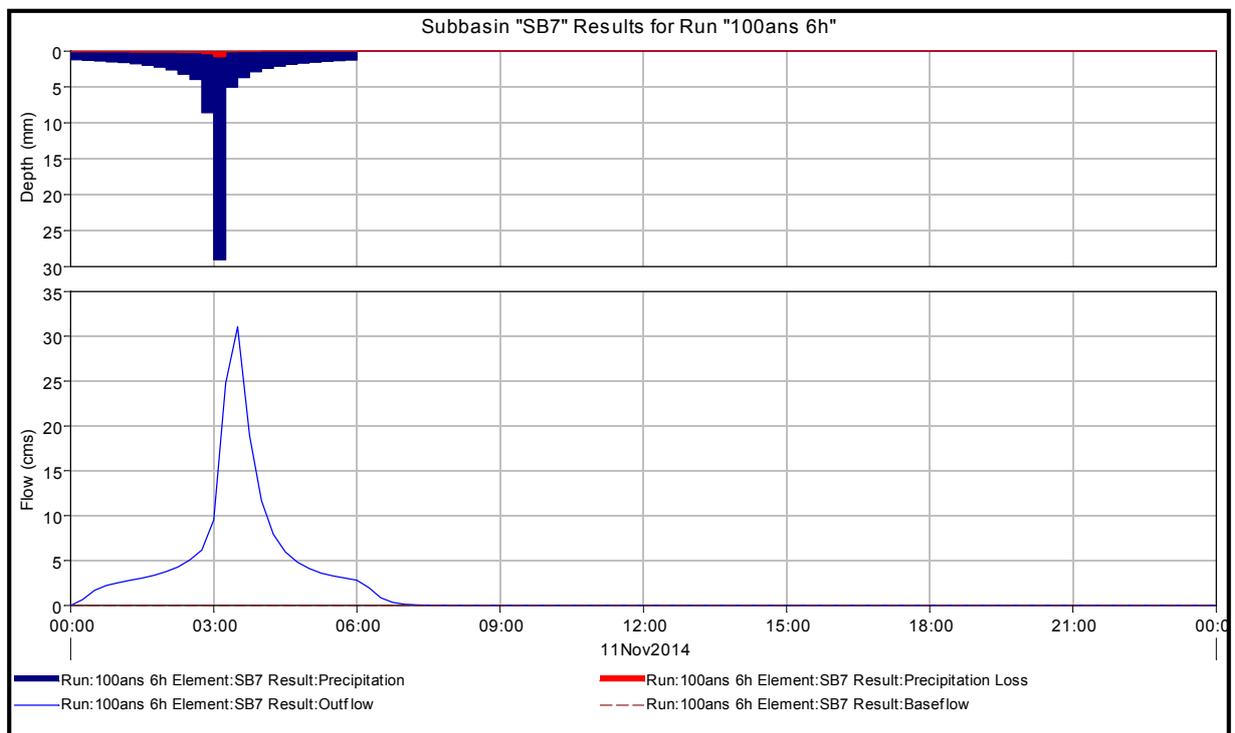


Figure annexe 5 : Hydrogramme de crue du SB 7

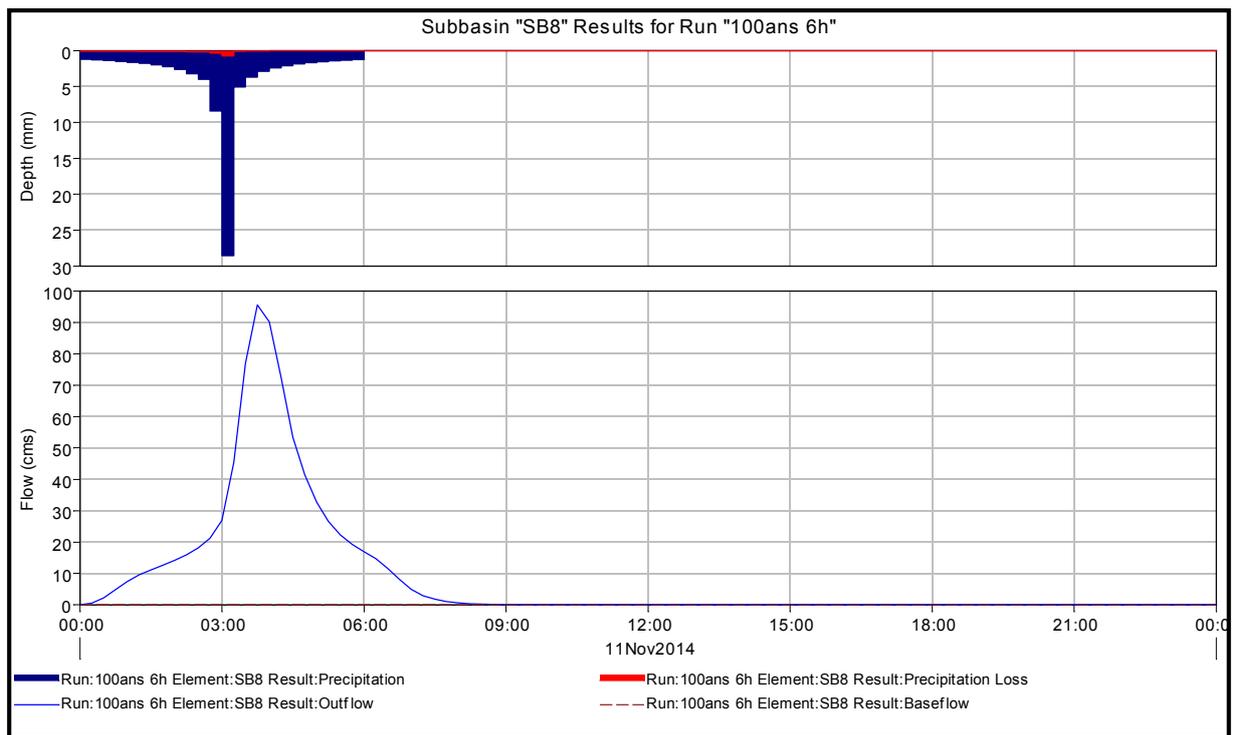


Figure annexe 6 : Hydrogramme de crue du SB 8

Tableau annexe 1 : Résultats de la simulation HEC-RAS du tronçon 2 à l'état naturelle

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
3600	395.5	6.24	11.88	11.95	1.66	0.23
3520	395.5	6.14	11.75	11.89	2.16	0.32
3460	395.5	5.73	11.59	11.82	2.64	0.38
3400	395.5	5.38	11.51	11.74	2.61	0.36
3300	395.5	5.32	11.25	11.59	3.39	0.46
3240	395.5	5.32	11.39	11.45	1.63	0.22
3160	395.5	4.99	11.37	11.42	1.49	0.19
3100	395.5	4.68	11.16	11.36	2.65	0.35
3020	395.5	4.27	10.98	11.22	2.74	0.37
2940	395.5	4.24	10.91	11.14	2.42	0.3
2880	395.5	4.28	10.94	11.08	1.87	0.23
2820	395.5	3.98	10.86	11.05	2.17	0.28
2740	395.5	3.95	10.58	10.9	2.61	0.37
2680	395.5	4.04	9.29	10.67	5.44	0.79
2600	395.5	2.76	9.74	10.16	3.17	0.4
2540	395.5	2.58	9.71	10.03	2.98	0.43
2460	395.5	2.28	9.82	9.89	1.59	0.21
2380	395.5	1.93	9.79	9.85	1.46	0.18
2320	395.5	1.87	9.79	9.84	1.39	0.16
2240	395.5	1.66	9.79	9.82	1.08	0.13
2180	395.5	1.41	9.78	9.81	1.07	0.13
2100	395.5	1.41	9.74	9.79	1.43	0.16
2040	395.5	1.42	9.74	9.78	1.2	0.14
1980	395.5	1.43	9.74	9.77	1.09	0.13
1900	395.5	1.43	9.73	9.76	1.09	0.12
1840	395.5	1.43	9.7	9.75	1.46	0.16
1780	395.5	1.44	9.6	9.72	2	0.23
1720	395.5	1.46	9.55	9.68	2.11	0.25

Tableau annexe 2 : Résultats de la simulation HEC-RAS du tronçon 3 à l'état naturelle

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
7160	392	16.22	20.45	20.53	1.65	0.26
7100	392	15.86	20.31	20.48	2.14	0.33
7000	392	15.54	20.33	20.4	1.38	0.2
6920	392	15.29	20.3	20.36	1.41	0.2
6840	392	15.28	20.12	20.27	2.26	0.36
6680	392	14.87	19	19.9	4.65	0.79
6520	392	14.84	18.61	19.1	3.35	0.6
6440	392	14.94	17.75	18.73	4.72	0.93
6360	392	13.52	17.92	18.06	1.88	0.29
6260	392	12.35	17.83	17.97	1.87	0.27
6180	392	12.09	17.65	17.83	2.05	0.3
6100	392	12.06	17.55	17.71	1.95	0.28
6020	392	12.02	17.36	17.62	2.52	0.36
5820	392	11.96	16.99	17.26	2.52	0.4
5720	392	11.92	16.94	17.11	2.03	0.3
5620	392	11.94	16.78	16.9	1.87	0.29
5540	392	11.88	16.7	16.82	1.87	0.29
5460	392	11.85	16.44	16.72	2.68	0.43
5360	392	11.81	15.8	16.45	3.88	0.69
5260	392	11.73	15.49	15.85	2.98	0.5
5180	392	9.14	14.69	14.82	1.79	0.24
5080	392	9.41	14.34	14.57	2.32	0.37
4980	392	8.8	14.1	14.33	2.24	0.34
4900	392	8.82	14.1	14.22	1.81	0.28
4740	392	8.52	13.88	14.03	2.01	0.29
4660	392	8.54	13.83	13.96	2.02	0.29
4580	392	8.54	13.6	13.83	2.42	0.38
4500	392	8.49	13.56	13.73	2.2	0.33
4420	392	8.36	13.26	13.6	2.75	0.43
4260	392	8.35	13.01	13.27	2.58	0.4
4100	392	8.4	12.95	13.04	1.75	0.26
4000	392	8.41	12.74	12.92	2.17	0.35
3840	392	8.47	12.24	12.59	2.94	0.49
3760	392	7.24	11.77	12.13	2.76	0.43

Tableau annexe 3 : Résultats de la simulation HEC-RAS du tronçon 4 à l'état naturelle

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
9060	259.6	19.21	24.04	24.5	3.43	0.79
8980	259.6	19.17	24.03	24.29	2.45	0.36
8900	259.6	19.13	23.99	24.21	2.29	0.33
8820	259.6	18.42	23.92	24	1.57	0.22
8740	259.6	18	23.57	23.92	2.89	0.42
8660	259.6	17.76	23.62	23.79	2.12	0.29
8580	259.6	17.73	23.58	23.71	1.88	0.26
8500	259.6	17.73	23.51	23.64	1.88	0.26
8420	259.6	17.68	23.47	23.57	1.86	0.26
8340	259.6	17.7	23.43	23.51	1.69	0.23
8260	259.6	17.62	23.41	23.48	1.65	0.23
8180	259.6	17.45	23.41	23.45	1.3	0.18
8100	259.6	17.42	23.03	23.08	1.36	0.2
8020	259.6	17.41	22.96	23.02	1.49	0.22
7940	259.6	17.39	22.77	22.87	1.69	0.25
7860	259.6	17.37	22.67	22.75	1.82	0.25
7780	259.6	17.35	21.81	22.04	2.37	0.39
7680	259.6	17.21	21.41	21.83	3.25	0.54
7580	259.6	17.01	21.4	21.59	2.21	0.34
7500	259.6	16.85	20.88	21.39	3.56	0.59
7420	259.6	16.66	20.85	21.1	2.59	0.41
7340	259.6	16.45	20.39	20.92	3.41	0.56
7260	259.6	16.26	20.54	20.6	1.46	0.23

Tableau annexe 4 : Résultats de la simulation HEC-RAS du tronçon 5 à l'état naturelle

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
11120	259.6	23.1	27	27.03	1.16	0.19
11000	259.6	23.05	26.96	27	1.17	0.19
10920	259.6	23.01	26.91	26.97	1.48	0.24
10840	259.6	22.12	26.87	26.92	1.32	0.2
10760	259.6	22.26	26.84	26.89	1.29	0.2
10680	259.6	22.05	26.77	26.85	1.57	0.24
10580	259.6	22.07	26.7	26.78	1.64	0.25
10560	259.6	21.74	26.66	26.77	1.8	0.27
10500	259.6	21.58	26.68	26.72	1.38	0.2
10420	259.6	21.37	26.69	26.71	1.04	0.16
10340	259.6	21.15	26.64	26.71	1.53	0.23
10260	259.6	21.95	26.57	26.69	1.99	0.29
10180	259.6	21.73	26.59	26.67	1.65	0.24
10120	259.6	21.55	26.37	26.54	2.63	0.36
10040	259.6	21.37	26.05	26.31	2.59	0.38
9600	259.6	21.03	24.58	25.02	3.45	0.6
9520	259.6	20.51	24.65	24.95	2.63	0.4
9440	259.6	20.33	24.49	24.87	3.07	0.49
9360	259.6	20.16	24.43	24.81	3.13	0.52
9280	259.6	20.12	24.4	24.77	3.12	0.49
9200	259.6	19.86	24.51	24.7	2.15	0.31

Tableau annexe 5 : Résultats de la simulation HEC-RAS du tronçon 6 à l'état naturelle

station	Q Total	Fond du canal	Plan d'eau	énergie	vitesse	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	
14460	259.6	28.2	33.03	33.33	3.06	0.45
14400	259.6	27.72	32.91	33.2	3.01	0.43
14320	259.6	27.27	32.55	32.9	3.16	0.45
14180	259.6	26.77	32.29	32.53	2.63	0.37
14100	259.6	26.59	32.22	32.43	2.4	0.35
14020	259.6	26.35	32.03	32.28	2.66	0.38
13940	259.6	26.14	31.96	32.18	2.55	0.35
13860	259.6	26.11	31.92	32.07	2.1	0.3
13780	259.6	26.09	31.91	31.99	1.62	0.23
13700	259.6	25.91	31.73	31.91	2.21	0.32
13620	259.6	25.82	30.52	30.83	2.77	0.42
13540	259.6	26.4	30.32	30.58	2.77	0.49
13460	259.6	25.67	30.26	30.43	2.28	0.39
13380	259.6	25	30.1	30.28	2.33	0.37
13300	259.6	24.81	29.41	29.91	3.39	0.55
13220	259.6	24.33	29.12	29.64	3.4	0.56
13140	259.6	24.44	28.81	29.41	4.01	0.67
13100	259.6	24.34	28.82	29.22	3.24	0.51
13020	259.6	24.25	28.64	28.98	2.85	0.47
12940	259.6	24.59	28.53	28.81	2.61	0.43
12860	259.6	24.08	28.26	28.66	3.21	0.54
12780	259.6	24.04	28.19	28.43	2.63	0.5
12700	259.6	23.92	28.07	28.26	2.31	0.4
12620	259.6	23.87	27.87	28.14	2.77	0.46
12540	259.6	23.81	27.75	27.92	2.28	0.38
12460	259.6	24.42	27.6	27.77	2.3	0.49
12380	259.6	25.55	27.64	27.67	0.42	0.15
12300	259.6	26.31	27.62	27.65	0.43	0.15
12220	259.6	23.65	27.52	27.6	1.48	0.33
12140	259.6	23.62	27.48	27.52	1.06	0.23
12060	259.6	24.66	27.48	27.5	0.46	0.11
11980	259.6	24.55	27.47	27.49	0.42	0.1
11900	259.6	24.49	27.47	27.48	0.47	0.09
11820	259.6	23.4	27.43	27.46	1.14	0.2



Figure annexe 7 : Pont Hammadi (cw 149) PK 14400



Figure annexe 8 : Pont de l'aéroport Pk 10500



Figure annexe 9 : Pont de l'autoroute PK 9100

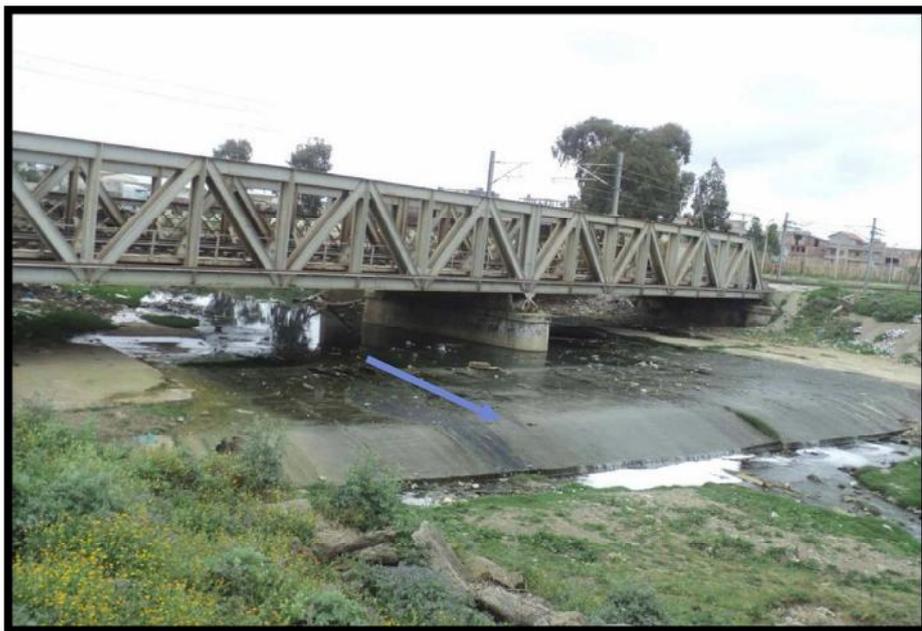


Figure annexe 10 : Pont de La voie ferrée PK 8900



Figure annexe 11 : Pont d'El Hamiz PK 7200



Figure annexe 12 : Pont la RN 24 + tramway PK 1650