الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵍⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵣⵣⵉⵔⵜ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DE PROTECTION DES NOUVEAUX POLES INTEGRES D'EL ATTAF CONTRE LES INONDATIONS, WILAYA DE AIN DEFLA.

Présenté par :
DERGAL MOHAMMED MAROUANE.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
LAOUCHE Nassim	M.C.B	Examinateur
SAIL Nadhira	M.A.A	Promoteur

Session Novembre 2021

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier *Allah* qui a fait de ma personne pleine de patience et que grâce à cette vertu j'ai finalement pu terminer ce travail avec tant d'acharnements et surtout de sacrifices.

Toute ma gratitude pour ma promotrice Mme. *SAIL Nadhira* pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail. Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : *ZEROUAL Ayoub*, *TOUMI Samir* et *LAOUCHE Nassim*. Qui me feront l'honneur d'évaluer ce travail.

Je remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin aux encouragements nécessaires qui remontent le moral quand on veut tout abandonner ou n'ayant plus trouvé les ressources pour alimenter notre force de conviction.

ملخص:

يركز عملنا على محاربة فيضانات مدينة العطاف ولاية عين الدفلى بسبب الوادي الذي يعبرها. تسبب هذه الظاهرة أضرارًا بشرية ومادية، ويصبح من الضروري اقتراح نظام فعال للمجرى المائي. تم إجراء دراسة هيدرولوجية لتحديد تدفقات الفيضان، وقد سمحت لنا دراسة هيدروليكية وطبوغرافية بإجراء المحاكاة باستخدام برنامج..HEC-RAS أخيرًا، تم تطوير دراسة نهائية لاختيار المتغيرات لتطوير الوادي من خلال اختيار البديل الأكثر ملاءمة من وجهة نظر فنية واقتصادية.

الكلمات المفتاحية: فيضان، هطول، حماية، تنمية، نمذجة ، دراسة هيدرولوجية.

Résumé :

Notre travail porte sur la protection contre les inondations de la ville d'El Attaf (wilaya de Ain Defla) causées par l'oued Boughiel. Afin de remédier à ce problème, il a été jugé nécessaire de proposer un système d'aménagement efficace du cours d'eau. Pour ce faire, une étude hydrologique a été effectuée, pour déterminer le débit de crue, suivie d'une étude hydraulique et topographique afin de faire la simulation par le logiciel HEC-RAS. Un choix de variante la plus adéquate d'un point de vue technico-économique a été mise au point pour aménager l'oued.

Mots clés : Inondation, Précipitations, Protection, Aménagement, Modélisation, Etude hydrologique, Ain Defla.

Abstract:

Floods are very destructive natural phenomena. To face their dangers, man has designed multiple prevention strategies based on well-defined criteria. In order to verify the performance of management plans, they have to be evaluated. The risk of the flood must first be assessed, including the determination of the flood hazard as well as the vulnerability. To carry out this work, there are several evaluation methods. In this study we will see the steps to follow to assess the risks of flooding in order to design an effective management plan.

Keywords: Hazard, vulnerability, risk, risk assessment, management plan.

Sommaire

CHAPITRE I : Généralités sur les inondations.

1 Introduction : 1

2 Les inondations : 1

2.1 Définition : 1

2.2 Types d'inondations: 1

2.2.1 L'inondation par ruissellement pluvial : 1

2.2.2 L'inondation par submersion marine : 2

2.2.3 Les remontées de nappes : 2

2.2.4 Inondation par crue torrentielle : 3

3 Les crues : 3

4 Les causes des inondations : 4

5 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau : 4

5.1 Lit d'un cours d'eau: 4

5.1.1 Lit mineur : 4

5.1.2 Lit moyen: 5

5.1.3 Lit majeur : 5

5.2 Rive – berge: 6

5.3 Ripisylve : 6

5.4 Alluvions et substratum: 6

CHAPITRE II : Présentation de la région d'étude.

1 Introduction : 8

2 Situation géographique : 8

3 Données générales de la région : 9

3.1 Evolution de la population : 9

3.2 Situation du réseau d'assainissement : 9

3.4 Le réseau routier : 10

3.5 L'agriculture : 11

4 Aperçu climatique : 12

4.1 Les températures : 12

4.2 L'évapotranspiration : 13

4.3 La pluviométrie : 13
4.4 Répartition mensuelle : 14
5 Aperçu géologique : 14
5.1 Géologie du site : 14
6 Sismicité : 15
7 Conclusion : 17

CHAPITRE III : Etude hydrologique.

1 Introduction: 19
2 Caractéristiques géographique de BV : 19
2.1 Bassin Versant : 19
3 Caractéristiques morphologique du BV : 21
3.1 Caractéristiques de forme : 20
3.1.1 Indice de gravlius « K_c »: 21
3.1.2 Rectangle équivalent : 20
3.1.3 Indice d'Horton : 21
3.1.4 Coefficient d'allongement : 21
Application numérique : 21
3.2 Caractéristiques du relief : 21
3.2.1 Surface : 21
3.2.2 Périmètre : 21
3.2.3 Courbe hypsométrique : 21
3.2.4 Longueur du talweg principal : 23
3.2.5 Les altitudes : 23
3.2.6 Les pentes du bassin versant : 25
3.2.7 Dénivelée Spécifique « D_s » : 28
3.3 Caractéristiques hydrologiques : 28
3.3.1 Densité de drainage « D_d »: 29
3.3.2 Densité hydrographique « F » : 29
3.3.3 Coefficient de torrentialité « C_t » : 29
3.3.4 Temps de concentration « T_c » : 30
3.3.5 Vitesse de ruissellement : 31
4 Etude des précipitations : 32
4.1 Pluviométrie : 32

4.1.1 Répartition de la pluie moyenne : 32
4.2 Etude des apports : 39
4.2.1 Apport liquide : 39
4.2.2 Caractéristiques de l'écoulement : 41
4.2.3 Apports solides : 44
5 Etude des crues : 45
5.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels : 45
5.1.1 Formules empiriques : 45
5.1.2 Méthode de GRADEX : 48
5.1.3 Hydrogramme de crues : 52
6 Conclusion 58

CHAPITRE IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

1 Introduction : 60
2 Généralités (Graf et al, 1993) : 60
2.1 Ecoulement à surface libre : 60
2.2 Canaux à ciel ouvert 60
2.2.1 Canaux Naturels : 60
2.2.2 Canaux artificiels : 61
2.3 Types d'écoulement 62
2.3.1 Variabilité dans le temps 62
2.3.2 Variabilité dans l'espace 63
2.4 Régime d'écoulement 64
3 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé : 66
3.1 Modélisation de l'écoulement : 66
3.1.1 Présentation du logiciel HEC-RAS : 66
3.1.2 Etapes de simulation par HEC-RAS : 66
4 Conclusion : 69

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement.

1 Introduction : 71
2 Principe d'aménagement : 71
2.1 Les types d'aménagements : 71

2.1.1 Reprofilage....71
2.1.2 Curage....71
2.1.3 Protection des berges....71
2.1.4 Réalisation des canaux....71
2.2 Les formules de dimensionnement des canaux....72
2.3 Choix des paramètres de dimensionnement....73
2.3.1 La pente du projet....73
2.3.2 Le coefficient de rugosité....73
2.3.3 Revanche des canaux....73
3 Etude des variantes....73
3.1 Canal trapézoïdal en béton armé....73
3.1.1 Dimensionnement....74
3.1.2 Les paramètres d'écoulement :....74
3.1.3 Estimation du coût de la variante :....75
3.2 Canal rectangulaire :....75
3.2.1 Dimensionnement :....76
3.2.2 Les paramètres d'écoulement :....77
3.2.3 Estimation du coût de la variante :....77
3.3 Canal en gabion :....77
3.3.1 Dimensionnement :....78
3.3.2 Les paramètres d'écoulement :....78
3.3.3 Estimation du coût de la variante :....79
3.4 Canal mixte :....79
3.4.1 Dimensionnement :....79
3.4.2 Les paramètres d'écoulement :....79
3.4.3 Estimation du coût de la variante :....79
4 Choix de la variante de l'aménagement :....80
4.1 Critère d'évaluation :....80
4.2 Le choix de la variante :....81
5 Conclusion :....81

CHAPITRE VI : Organisation de chantier.

1 Introduction :....83

2 Organisation de chantier : 83
2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier : 83
2.1.1 Le maitre de l'ouvrage : 83
2.1.2 Le maitre d'œuvre : 83
2.1.3 L'entreprise : 83
2.1.4 L'entrepreneur : 83
2.2 Exécution des travaux: 83
2.3 Moyens matériels du chantier : 84
2.4 Devis quantitatif et estimatif du projet : 84
3 Planification : 85
3.1 Définition : 85
3.2 Les étapes de la planification : 85
3.2.1 Collection des informations : 85
3.2.2 Décomposition du projet en tâches : 85
3.2.3 Prévoir la relation entre les opérations : 86
3.2.4 Attribution des durées : 86
3.3 Les techniques de planification : 86
3.3.1 Méthodes basées sur le réseau : 86
3.3.2 Méthodes basées sur le graphique : 87
3.3.3 Choix de la méthode de calcul : 88
3.3.4 Diagramme de Gantt : 88
4 Conclusion : 94

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Présentation de la région d'étude.

TABLEAU II- 1 : EVOLUTION DE LA POPULATION (SOURCE O.N.S). 9
TABLEAU II- 2: SURFACE DES COMMUNES 9
TABLEAU II- 3: REPARTITION DES TEMPERATURES LA STATION D'ORAN(SOURCES ANRH). 12
TABLEAU II- 4: DONNEES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE. 13
TABLEAU II- 5: REPARTITION MENSUELLE DE LA PLUVIOMETRIE DE LA ZONE D'ETUDE. 14
TABLEAU II- 6 : COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE ''A'' SELON LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE [RPA-99, V2003] 16

CHAPITRE III : Etude hydrologique.

TABLEAU III- 1: LES RESULTATS DES CARACTERISTIQUES DE FORME 21
TABLEAU III- 2: PARAMETRES HYPSOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT. 23
TABLEAU III- 3: RESULTATS DES ALTITUDES DU BASSIN VERSANT. 24
TABLEAU III- 4: RESULTATS DES PENTES DU BASSIN VERSANT. 27
TABLEAU III- 5: L'INDICE DE DRAINAGE 29
TABLEAU III- 6: DENSITE HYDROGRAPHIQUE. 29
TABLEAU III- 7: RESULTATS DE CALCULE DU TEMPS DE CONCENTRATION. 31
TABLEAU III- 8: TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT. 31
TABLEAU III- 9: COORDONNEES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE. 32
TABLEAU III- 10: REPARTITIONS DES PLUIES MOYENNE ANNUELLE. 32
TABLEAU III- 11: LA SERIE DES PLUIES MAX JOURNALIERES. 33
TABLEAU III- 12: PARAMETRES STATIQUE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE. 34
TABLEAU III- 13: RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL. 34
TABLEAU III- 14: COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GUMBEL ET DE L'ECHANTILLON. 35
TABLEAU III- 15:RESULTATS DU TEST D'ADEQUATION (GUMBEL) 36
TABLEAU III- 16: RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE. 36
TABLEAU III- 17:COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI LOG-NORMALE ET DE L'ECHANTILLON. 37
TABLEAU III- 18: RESULTATS DU TEST D'ADEQUATION (LOG-NORMALE). 37
TABLEAU III- 19: RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III- 20: COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI NORMALE ET DE L'ECHANTILLON. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III- 21: RESULTATS DU TEST D'ADEQUATION (NORMALE). ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III- 22: PLUIES DE COURTES DUREES DE DIFFERENTES FREQUENCES ET LEURS INTENSITES ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
TABLEAU III- 23: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE DE L'ANRH. 40
TABLEAU III- 24: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE ALGERIENNE. 40
TABLEAU III- 25: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE DE DERIE II. 40
TABLEAU III- 26: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE DE MEDINGUER. 41
TABLEAU III- 27: COMPARAISON DES FORMULES. 41
TABLEAU III- 28: VALEUR DU MODULE D'ECOULEMENT. 41
TABLEAU III- 29: VALEUR DU MODULE D'ECOULEMENT RELATIF. 42
TABLEAU III- 30: VALEUR DE LAME D'EAU. 42
TABLEAU III- 31: VALEUR DU COEFFICIENT D'ECOULEMENT. 42
TABLEAU III- 32: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE DE SOKOLOVSY. 43
TABLEAU III- 33: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE DE KRISTEKLY MENKEL. 43
TABLEAU III- 34: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE ALGERIENNE. 43
TABLEAU III- 35: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE DE L'ANTONOV. 43
TABLEAU III- 36: ESTIMATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE. B.V A PERMEABILITE ELEVEE 44
TABLEAU III- 37: RESULTAT DE LA DEGRADATION SPECIFIQUE. 44
TABLEAU III- 38: RESULTAT DU TRANSPORT SOLIDE. 44
TABLEAU III- 39: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE SOKOLOVSKY 45
TABLEAU III- 40: VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT. 46

TABLEAU III- 41: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE TURAZZA. 46
TABLEAU III- 42: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE MALLET-GAUTHIER 47
TABLEAU III- 43: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE GIANDOTTI. 47
TABLEAU III- 44: RECAPITULATIF DES DEBITS MAX PAR LES DIFFERENTES FORMULES. 48
TABLEAU III- 45: LES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GUMBEL. 50
TABLEAU III- 46: DEBITS DE POINTE DE BASSIN VERSANT PAR LA METHODE GRADEX. 52
TABLEAU III- 47: LES DEBITS CALCULES PAR LA METHODE DE GRADEX ET LA FORMULE DE TURRAZA 52
TABLEAU III- 48: COEFFICIENTS DE FORME DE L'HYDROGRAMME DES CRUES 53
TABLEAU III- 49: VALEURS DES DEBITS DES CRUES EN FONCTION DU TEMPS 53
TABLEAU III- 50: CRUE DE PROJET RECOMMANDE. 54

CHAPITRE V : Etude des variantes d'aménagement.

TABLEAU V- 1: VALEURS DE COEFFICIENT DE RUGOSITE (TABLE DE RUGOSITE DE MANNING) 70
TABLEAU V- 2: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME). 71
TABLEAU V- 3: PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME). 71
TABLEAU V- 4: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME). 72
TABLEAU V- 5:DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL RECTANGULAIRE EN BETON ARME). 73
TABLEAU V- 6: PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL RECTANGULAIRE EN BETON ARME). 73
TABLEAU V- 7: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL RECTANGULAIRE EN BETON ARME). 74
TABLEAU V- 8: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL EN GABION). 75
TABLEAU V- 9 : PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL EN GABION). 75
TABLEAU V- 10: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL EN GABION). 76
TABLEAU V- 11: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL MIXTE). 77
TABLEAU V- 12: PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL MIXTE). 77
TABLEAU V- 13: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL MIXTE). 77

CHAPITRE VI : Organisation de chantier.

TABLEAU VI- 1: ENGINS UTILISES 81
TABLEAU VI- 2: DEVIS DES DIFFERENTS TRAVAUX 82
TABLEAU VI- 3: LISTE DES OPERATIONS ET LEURS DUREES 86
TABLEAU VI- 4: SUCCESSION DES TACHES. 87

Liste des figures

CHAPITRE I: Généralité sur les inondations.

FIGURE I - 1: L'INONDATION PAR RUISSELEMENT. (/EAUFRANCE.FR/)..... 1
FIGURE I - 2: L'INONDATION PAR SUBMERSION MARINE.(/EAUFRANCE.FR/)..... 2
FIGURE I - 3: L'INONDATION PAR REMONTEE DE NAPPE. (/EAUFRANCE.FR/)..... 2
FIGURE I - 4: INONDATION TORRENTIELLE.(/EAUFRANCE.FR/) 3
FIGURE I - 5: LIT MINEUR. (GEORISQUES.GOUV.FR)..... 4
FIGURE I - 6: LIT MOYEN.(NORD.GOUV.FR) 5
FIGURE I - 7: LIT MAJEUR. (GEORISQUES.GOUV.FR)..... 5

CHAPITRE II : Présentation de la région d'étude.

FIGURE II- 1 : CARTE DE LA SITUATION ADMINISTRATIVE DE LA COMMUNE D'EL ATTAF .(HPO)..... 8
FIGURE II- 2: VUE GENERALE PAR IMAGE SATELLITE DE LA ZONE D'ETUDE.(NASA.GOV)..... 9
FIGURE II- 3: VUE GENERALE DU RESEAU ROUTIER.(GOOGLE MAPS).... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE II- 4: REPARTITION DE RELIEF DE LA ZONE D'ETUDE.(GOOGLE EARTH)..... 12
FIGURE II- 5: REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE DE LA ZONE D'ETUDE.(ANRH) 13
FIGURE II- 6: REPARTITION MENSUELLE DE LA PLUVIOMETRIE DE LA ZONE D'ETUDE..... 14
FIGURE II- 7: EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE D'EL ATTAF 1/500 000.(HPO) 15
FIGURE II- 8: CARTE DE MICRO ZONAGE DE L'ALGERIE (SELON LE RPA-99- ADDENDA 2003) .. 16

CHAPITRE III : Etude hydrologique.

FIGURE III- 1: CARTE DU BASSIN VERSANT.(ARCGIS) ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIGURE III- 2: CARTE HYPSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT.(ARCGIS) 22
FIGURE III- 3: COURBE HYPSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT..... 23
FIGURE III- 4: CARTE DES COURBES DE NIVEAUX DU BASSIN VERSANT.(ARCGIS)..... 25
FIGURE III- 5: CARTE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE DE BASSIN VERSANT.(ARCGIS) 28
FIGURE III- 6: REPARTITION DES PLUIES MOYENNES MENSUELLES. 33
FIGURE III- 7: REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE GUMBEL..... 36
FIGURE III- 8: REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI LOG-NORMALE. 37
FIGURE III- 9: REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI NORMALE..... 39
FIGURE III- 10: COURBE DES PLUIES DE COURTES DUREE..... 39
FIGURE III- 11: LA REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI GUMBEL..... 50
FIGURE III- 12: GRAPHE DE LA METHODE DE GRADEX..... 51
FIGURE III- 13: L'HYDROGRAMME DES CRUES..... 54

CHAPITRE IV : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé.

FIGURE IV- 1: CANAL NATUREL A CIEL OUVERT..... 57
FIGURE IV- 2 : CANAUX ARTIFICIELS A CIEL OUVERT..... 58
FIGURE IV- 3: SCHEMA D'UN ECOULEMENT PERMANANT..... 59
FIGURE IV- 4: SCHEMA D'UN ECOULEMENT NON PERMANANT. 60
FIGURE IV- 5: SCHEMA ILLUSTRATIF DES DIFFERENTS TYPES D'ECOULEMENT. 61
FIGURE IV- 6: PASSAGE DU REGIME FLUVIAL AU REGIME TORRENTIEL..... 62
FIGURE IV- 7: DIGITALISATION DES OUEDS PAR HECGEO-RAS..... 64
FIGURE IV- 10 : SECTION EN TRAVERS S700 DE TARFA 65
FIGURE IV- 11 : SECTION EN TRAVERS S500 DE BOUHERROUS 68

CHAPITRE V : Etude des variantes d'aménagement.

FIGURE V- 1: GEOMETRIE DES DIFFERENTES SECTIONS IMMERGEES DANS UN CANAL. 69
FIGURE V- 2: CANAL TRAPEZOÏDAL. 71
FIGURE V- 3: SECTION EN TRAVERS S600 CTB. 72
FIGURE V- 4: CANAL RECTANGULAIRE. 73
FIGURE V- 5: SECTION EN TRAVERS S600 EN CRB. 74
FIGURE V- 6: CANAL EN GABION. 75
FIGURE V- 7: SECTION EN TRAVERS S600 EN GABION 76

CHAPITRE VI : Organisation de chantier.

FIGURE VI- 1: RESEAU A FLECHE. 83
FIGURE VI- 2: RESEAU A NŒUDS. 83
FIGURE VI- 3: LES PARAMETRES DE CALCUL DANS LA METHODE C.P.M 85
FIGURE VI- 4: RESEAU DE PLANIFICATION DES TACHES PAR LA METHODE CPM. 88
FIGURE VI- 5: RESEAU DE PLANIFICATION DES TACHES PAR LA METHODE CPM (GANTT PROJECT). 89

Liste des planches

1 **Planche n°1 :** Plan de situation.

2 **Planche n°2 :** Profil en long.

3 **Planche n°3 :** Sections en travers (Partie 1).

4 **Planche n°4 :** Sections en travers (Partie 2).

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les inondations sont classées au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, elles entraînent la mort d'environ 500 000 personnes dans le monde par an.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon souvent catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006, de Ghardaïa en 2008 et El Bayadh en 2011, et récemment à Annaba, Tébessa, et Constantine, sont des cas réels de catastrophes en absence de solutions techniques qui peuvent y faire face.

Notre étude consiste à réaliser un aménagement afin d'éviter ce risque majeur. Du fait que la ville d'El Attaf est traversée par *Oued Boughiel* qui peut être à l'origine d'une inondation. Nous avons entamé le travail en suivant une certaine méthodologie. Cette dernière consiste à subdiviser le travail en plusieurs parties. La première étape est de présenter en détaille la zone d'étude ainsi que de collecter les données nécessaires. La deuxième étape consiste à faire une étude hydrologique pour déterminer les débits de crues aux différentes périodes de retours. Ensuite, en utilisant le logiciel HEC-RAS, nous identifions les zones inondables par une modélisation hydraulique. Après, nous allons proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée. Finalement, une étude d'organisation de chantier, visant à gérer le bon déroulement du projet, sera mise en place. Durant la dernière étape nous obtiendrons une idée sur le coût et le délai de réalisation du projet.

CHAPITRE I :

Généralités sur les inondations.

1 Introduction :

Les inondations sont considérées comme étant un des aléas naturels pouvant induire des pertes humaines et des dommages importants sur les biens. Ces phénomènes nécessitent une attention particulière et doivent être pris en considérations afin de prévenir des dommages que peut occasionnées un tel phénomène. Les inondations peuvent survenir dans toutes les régions, rurales ou urbaines. Elles peuvent se produire à tout moment de l'année et sont le plus souvent causées par une pluie torrentielle.

2 Les inondations :

2.1 Définition :

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.(georisques.gouv.fr/)

2.2 Types d'inondations :

2.2.1 L'inondation par ruissellement pluvial :

L'imperméabilisation du sol dû aux aménagements (bâtiments, routes, parkings…) limite l'infiltration de l'eau dans le sol et accentue le ruissellement. Ceci occasionne la saturation du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. Lorsque ce dernier se produit en milieu urbain, on appelle cela le ruissellement urbain.

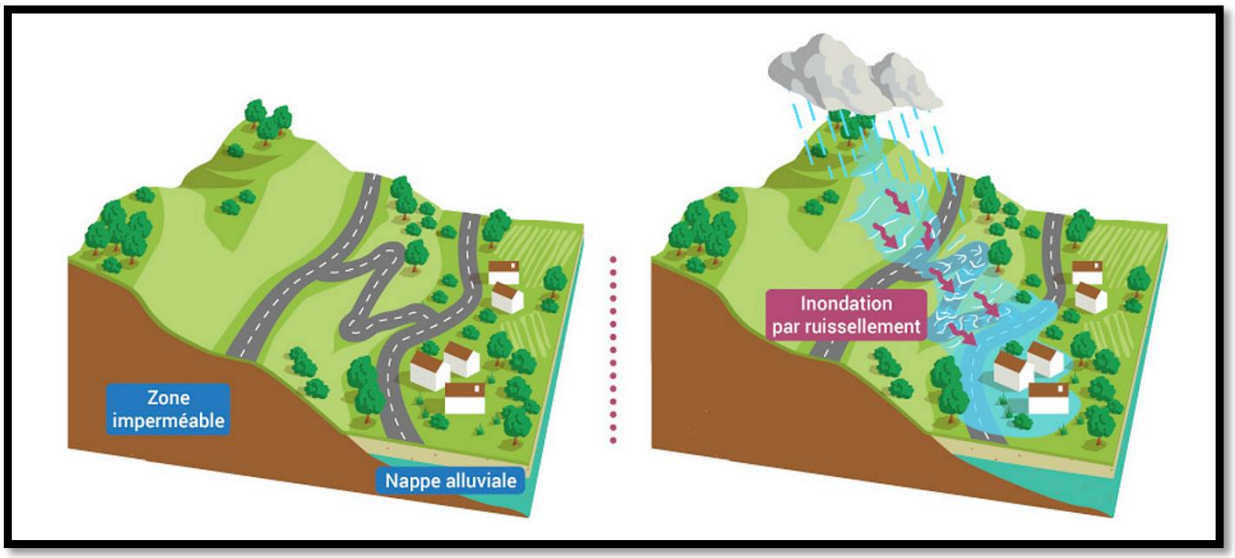


Figure I - 1: L'inondation par ruissèlement. (/eaufrance.fr/)

2.2.2 L'inondation par submersion marine :

Cette inondation concerne le niveau de la mer qui, lors de conditions météorologiques extrêmes (associant dépressions atmosphériques, vents violents, fortes houles, phénomènes marégraphiques et tempêtes) s'élève considérablement et inonde les zones côtières. Cette inondation peut aussi être déclenchée par des séismes sous-marins qui peuvent entrainer un tsunami selon sa magnitude.

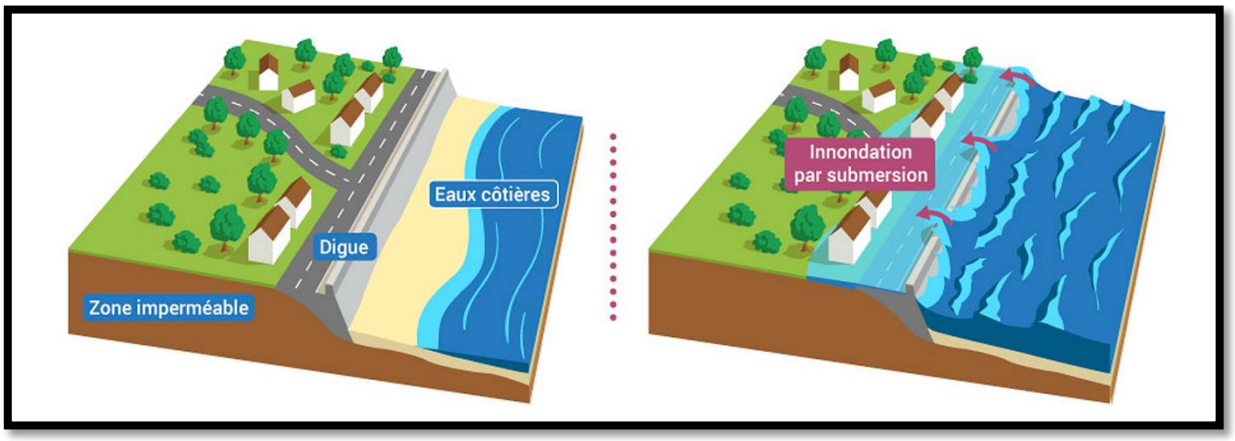


Figure I - 2: L'inondation par submersion marine.(/eaufrance.fr/)

2.2.3 Les remontées de nappes :

Après la pluie, une partie de l'eau s'infiltre jusqu'à finir dans les nappes phréatiques. Les nappes phréatiques sont des masses d'eau contenues dans les fissures du sol. La pluie recharge donc la nappe. L'accumulation des pluies fait augmenter le niveau de l'eau. Lors de très fortes perturbations, l'eau resurgit à la surface de la terre à cause d'un trop plein d'eau.

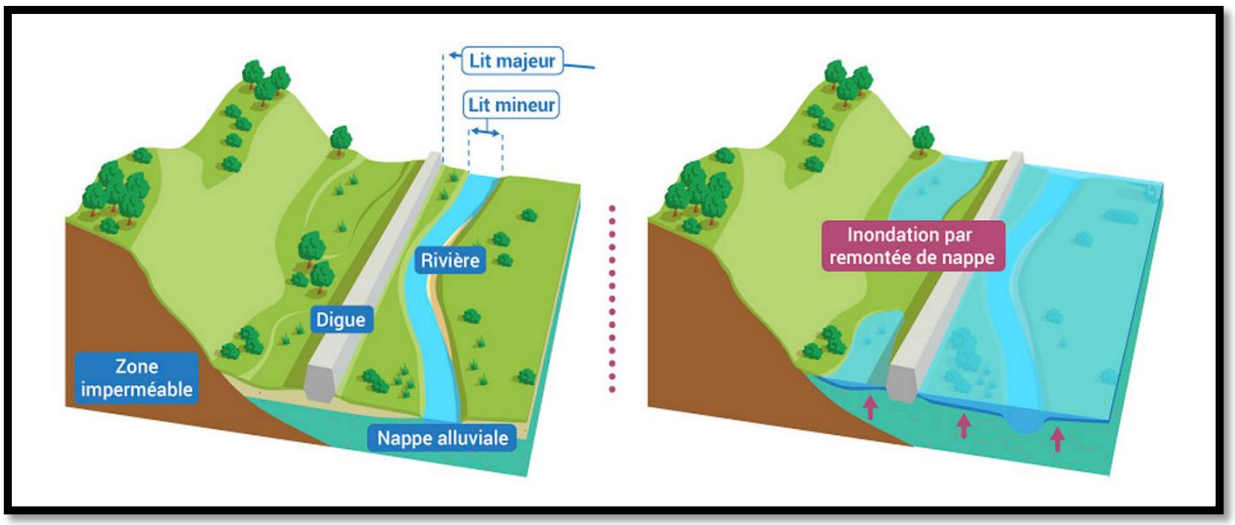


Figure I - 3: L'Inondation par remontée de nappe. (/eaufrance.fr/)

2.2.4 Inondation par crue torrentielle :

Lorsque des précipitations intenses tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, d'où des crues brutales et violentes. Le lit du cours d'eau est en général rapidement colmaté par le dépôt de sédiments et des bois morts peuvent former des barrages, appelés embâcles. Lorsqu'ils viennent à céder, ils libèrent une énorme vague, qui peut être mortelle. Ce phénomène se rencontre principalement en zones montagneuses et en région méditerranéenne, mais aussi sur les petits bassins versants à forte capacité de ruissellement. (georisques.gouv.fr/)

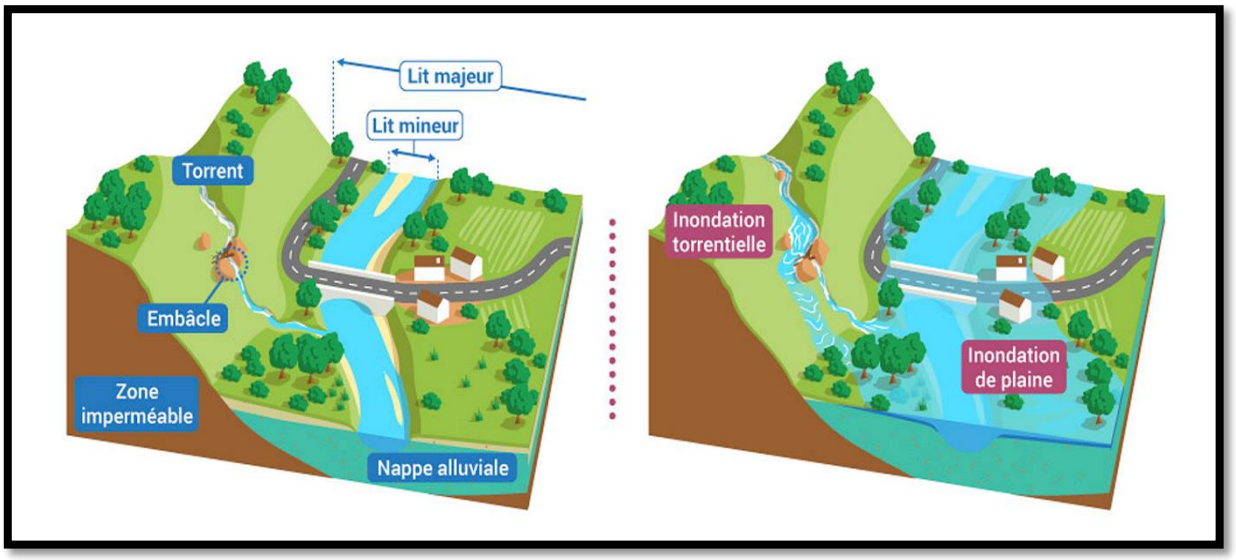


Figure I - 4: Inondation torrentielle.(/eaufrance.fr/)

3 Les crues :

Augmentation du débit d'un cours d'eau dépassant plusieurs fois le débit moyen qui peut être à l'origine d'inondation. Elle se caractérise par son hydro gramme, graphique qui représente les variations du débit en fonction du temps. Une crue se définie par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence et son débit de point.

4 Les causes des inondations :

- Causes naturelles : liées aux aléas climatiques et aux phénomènes météorologiques.
- Causes anthropiques : le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et dégradation des sols.
- Cause humaines directes : liées aux activités humaines.
- Causes humaines indirectes : liées aux modifications climatiques causées par l'être humain.

5 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau :

5.1 Lit d'un cours d'eau :

Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitairement.

5.1.1 Lit mineur :

Ordinaire du cours d'eau, occupé pour les débits d'étiage ou débits des crues annuelles.

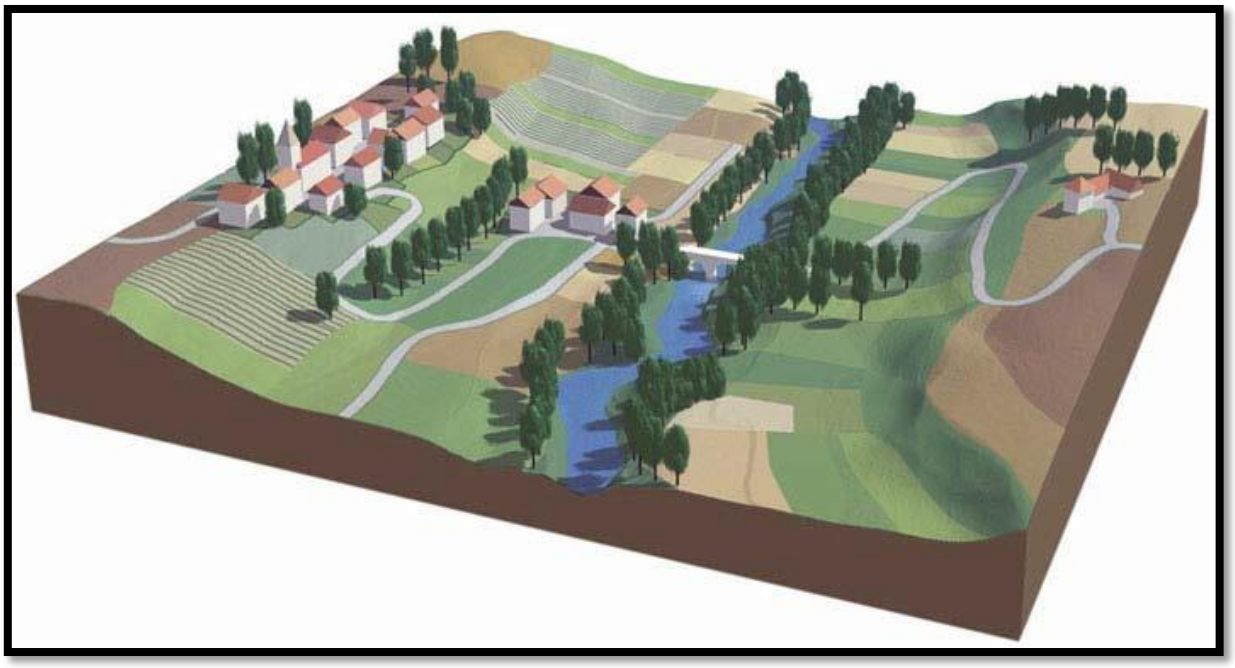


Figure I - 5: Lit mineur. (georisques.gouv.fr)

5.1.2 Lit moyen :

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes.

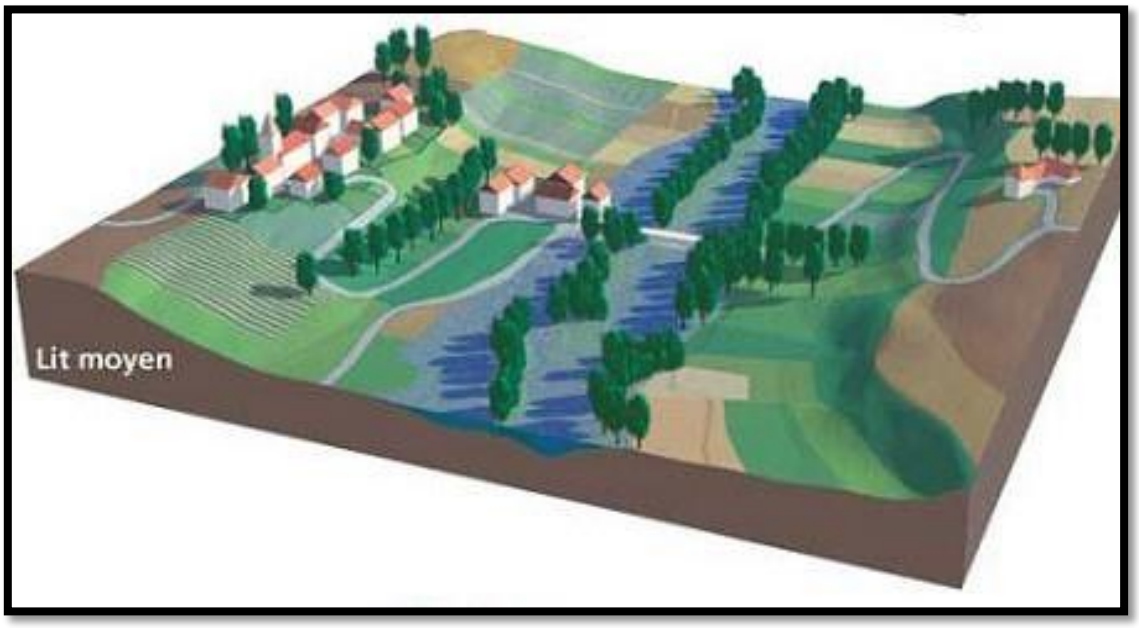


Figure I - 6: Lit moyen. (nord.gouv.fr)

5.1.3 Lit majeur :

Espace occupé temporairement par les rivières lors du débordement des eaux en période de crues. Sa limite est celle des crues exceptionnelles. Le lit majeur fait partie intégrante de la rivière. En s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même.

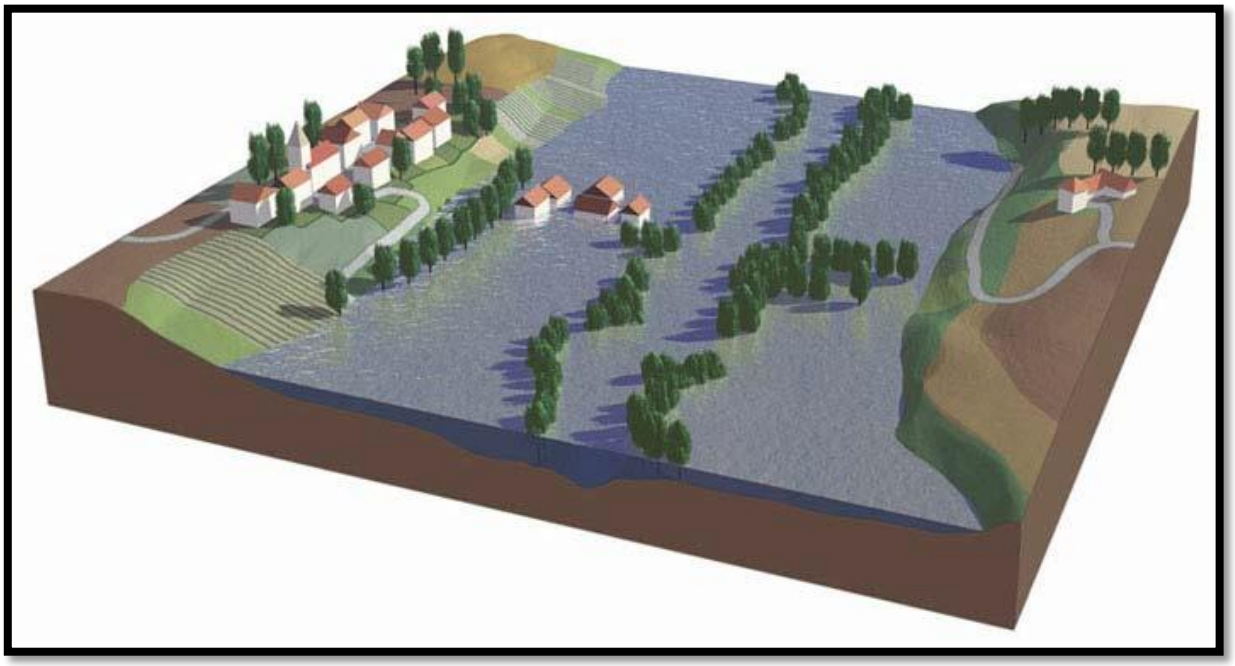


Figure I - 7: Lit majeur. (georisques.gouv.fr)

5.2 Rive – berge :

Une berge est le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatiques et terrestres. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

5.3 Ripisylve :

C'est la formation végétale naturelle sur la rive. Le rôle de la Ripisylve sur les crues est important, dont il diminue la vitesse dans le lit majeur, et donc réduire les effets d'érosion.

5.4 Alluvions et substratum :

Les alluvions sont un dépôt de sédiments d'un cours d'eau constitué, selon les régions et la force des courants, de galets, de graviers, de boues et de limons. Dans certaines vallées ces alluvions constituent une couche géologique qui peut contenir de l'eau sous forme de nappe phréatique ou d'aquifère.

6 Conclusion :

.

L'inondation n'est pas le risque, le risque exige qu'un phénomène auquel on peut attribuer une probabilité de survenance et une intensité l'aléa soit susceptible, en se produisant, de provoquer des dommages. Il faut donc que la zone inondable soit occupée par l'homme. Malgré cela l'importance des enjeux (populations, habitations et équipement...) n'explique pas à elle seule la gravité potentielle de la catastrophe. Celle-ci est également tributaire de la vulnérabilité de ces enjeux, c'est -à-dire leur propension à subir des dommages. La plupart des experts définissent le risque comme « Risque = aléa + L'enjeu », alors que d'après cette formule, un même risque peut-être le produit d'un aléa fort avec une vulnérabilité faible, d'un aléa moyen et une vulnérabilité moyenne ou d'un aléa faible et une vulnérabilité forte.

CHAPITRE II :

Présentation de la région d’étude.

1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à une description générale de la région d'étude afin de donner les indications géographiques, géologique et climatiques qui sont une base indispensable à la compréhension future des mécanismes hydrologiques. En effet l'altitude, les cours d'eau et la forme d'un bassin versant reliés à la lithologie renseignent sur le type de réponse hydrologique du bassin. Aussi, l'ensemble des principales caractéristiques physiographiques qui jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau, a une forte influence sur la répartition spatio-temporelle des précipitations et des écoulements au sein du bassin étudié.

2 Situation géographique :

La commune d'EL Attaf s'étend sur une surface de 6200 ha, elle s'organise sur la vallée du Chélif, elle est située à l'Ouest du chef-lieu de la W. d'Ain Defla au environ des 28kms. Elle se limite par :

- Au Nord par les communes d'AIN BOUYAHIA et EL ABBAIDA.
- A l'est par la commune de ROUINA.
- Au Sud par la commune de TIBERKANINE et ZEDDINE.
- A l'Ouest par la commune d'OUED EL FODDA.

La région est délimitée par les coordonnées : 36° 13′ 22″ Nord, 1° 40′ 13″ Est.

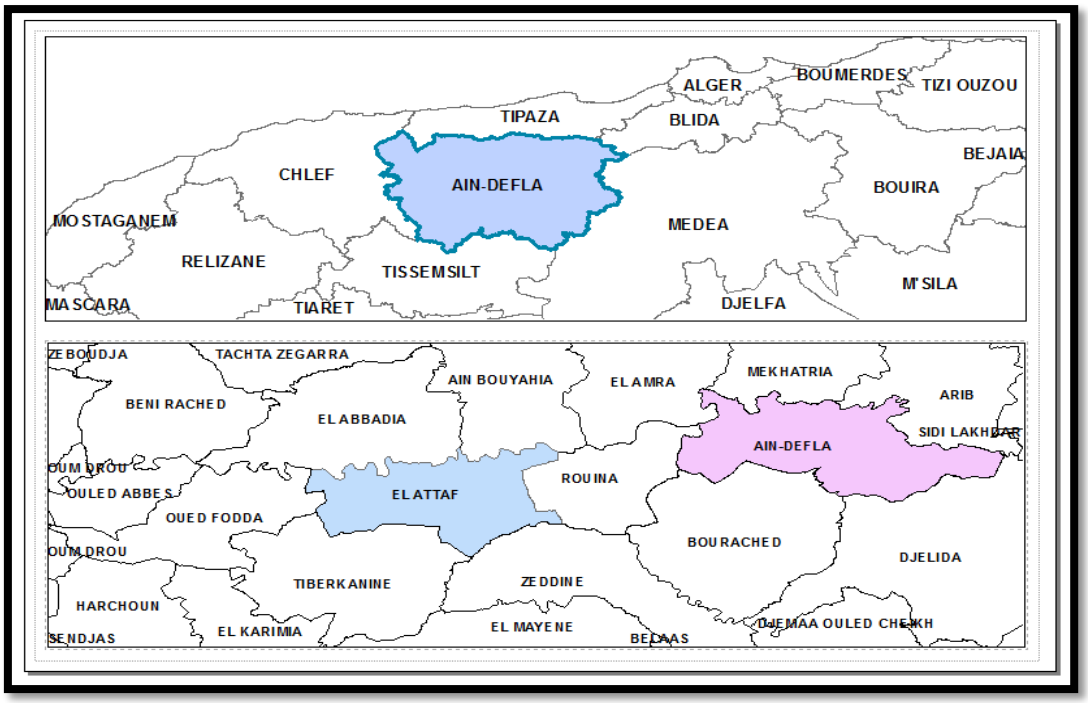


Figure II- 1 : Carte de la situation administrative de la commune d'El Attaf. (HPO)

Le territoire de la commune d'El Attaf fait face à une occupation humaine de plus en plus accrue, et au vu de l'existence de sept agglomérations secondaires outre les hameaux et les constructions éparses.



Figure II- 2: Vue générale par image satellite de la zone d'étude à échelle 1/50000. (NASA.GOV)

3 Données générales de la région :

3.1 Evolution de la population :

La population de la commune d'El Attaf a connu un accroissement important, Le nombre d'habitants a été estimé en utilisant les données de base recueillies lors de la première mission, ceci en estimant l'évolution de la population d'étude à 2012.

La population future est calculée à partir de la relation :

$$N = N_0 (1 + t)^n \quad (1)$$

Avec :

N : nombre d'habitants à l'horizon.

N_0 : nombre d'habitants à l'année de référence.

T : Taux d'accroissement pris égal à 4.60 % (source R.G.P.H 1977/1987, D.P.A.T.).

n : la différence d'années entre l'horizon et l'année de référence.

Tableau II- 1 : Evolution de la population (Source O.N.S).

Année	2008	2012	2016	2020
Nombre d'habitants	57737	66722	79872	95614

3.2 Situation du réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de la commune El Attaf, de type unitaire, est composé de deux parties indépendantes en raison du passage, par ce territoire, de la RN4 et la voie ferrée.

La première partie assainie les eaux usées de la zone Sud et une partie de la zone Nord-Ouest (Ø700) de la ville et s'achemine vers l'Oued Chlef par un collecteur Ø1200.L'autre partie de la zone Nord-Ouest est assainie par un collecteur Ø500.

La deuxième partie collecte les eaux usées de la zone Nord et une petite partie de la zone Sud-Est de la ville et les déverse dans l'Oued Chlef par le biais d'un collecteur Ø600/Ø700.

Une autre partie de la zone Sud-Est est assainie d'une manière autonome, à cause d'un problème de pente, par un collecteur Ø600 qui rejette les eaux usées directement dans l'Oued Chlef.

L'agglomération secondaire d'Oued Moussa, qui fait actuellement partie intégrante de la ville d'El Attaf, elle dispose d'un collecteur autonome Ø500.

Notons que le réseau d'assainissement de l'agglomération secondaire de Zerarka est raccordé à celui de la ville d'El Attaf par un collecteur (2xØ400).

Par ailleurs, on a constaté, au niveau de la ville d'El Attaf, un manque flagrant d'avaloirs pour les eaux pluviales. Ce qui a engendré la stagnation des eaux pendant la période des pluies dans beaucoup d'endroits.

Cette situation cause, d'une part, des problèmes de circulation pour les véhicules et les piétons et provoque, d'autre part, le charriage des boues qui deviennent après séchage une source de pollution atmosphérique.

3.3 Le réseau routier :

La route est l'élément fondamentale pour le développement d'une région, elle est aussi un paramètre principal pour tout aménagement, afin de permettre l'accès au territoire en assurant la communication mécanique entre les différents groupements humains tant au niveau local que régional : le réseau routier de la localité d'EL ATTAF comprends :

- RN4 reliant Oued El Fodda à El Attaf et Rouina ;
- W140 reliant Tiberkanine à El Attaf ;
- RN65 reliant El abadia à El Attaf.

3.4 L'agriculture :

C'est en effet la partie Nord-Ouest (périmètre irrigué du moyen Chéliff) où des cultures intensives sont pratiquées, la plus riche de la commune qui est traversée par ces grandes infrastructures (RN 4, voie ferrée, gazoduc), le reste du commun est, sur le plan agricole occupé par des cultures variées (cultures maraîchères, pomme de terre).

3.5 Relief et topographie :

La région de la localité d'El Attaf, présente une morphologie singulière, délimitée par la mer méditerranée, fortement accidentée avec des paysages calcaires. Le centre urbain d'El Attaf est situé à près d'une douzaine de kilomètres à l'Ouest de la Daira de Oued Fodda. Son territoire est limité au Nord par l'oued Chleff, au Sud par la zone assez montagneuse (Djebel Djellida) drainée par l'oued Tikzal, et à l'Est par la ville de Rouina sur Ain Defla.

Il s'agit donc d'une topographie de plaine intérieure, sous forme de dépression, encadrée au Nord par les retombées des monts du Dahra et au Sud par les bas piémonts de l'Ouarsenis.

A l'exception d'une petite bande du territoire située à l'extrême Ouest de la commune où les pentes varient de 12 à plus de 28% (Djebel Tamoulga), les pentes ne dépassent pas les 12% dans le reste de la commune.

La limite au Nord de la commune étant l'oued Chélif, les altitudes décroissent du Sud vers le Nord. « Source Révision du PDAU de la commune d'El Attaf ».

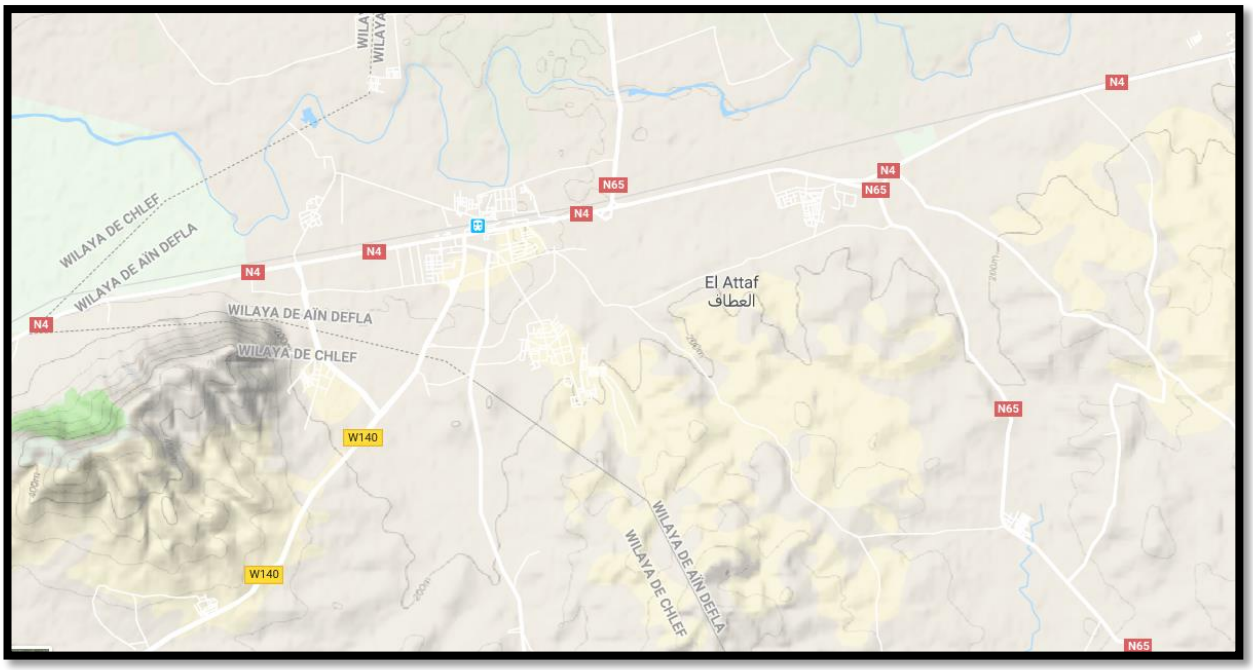


Figure II- 3: Répartition de Relief de la zone d'étude. (Google earth)

4 Aperçu climatique :

4.1 Les températures :

Nous avons reporté sur le Tableau ci-dessous les Températures moyennes mensuelles d'après les cartes de Températures de l'ANRH concernant notre zone d'étude, durant les années 1981-2011 :

Tableau II- 2: Répartition des températures la Station. (Sources ANRH).

Station	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**	**Moy**
T°c moy	25.5	23.3	12.6	11.8	11.1	13.5	15.7	17.2	20.7	23.8	26.8	28.7	**19,2**

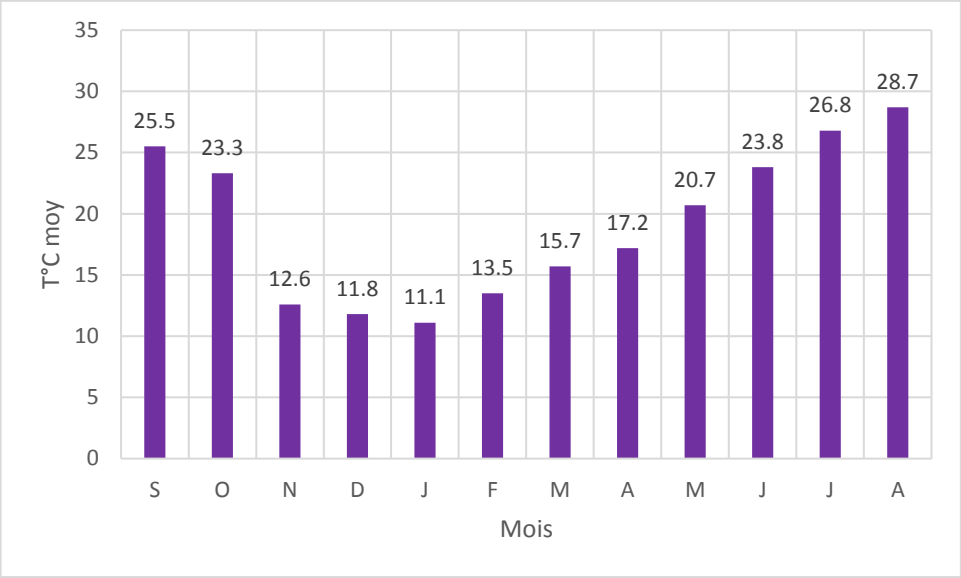


Figure II- 4: Répartition Mensuelle de la Température de la Zone d'Etude. (ANRH)

On remarque que les Températures sont basses en Hiver (Décembre, Janvier, Février) et augmentent d'une façon régulière jusqu'à atteindre la valeur maximale en Aout avec 28.7°C, la valeur minimale est enregistrée au Mois de Janvier avec 11.1°C.

4.2 L'évapotranspiration :

L'évaporation annuelle retenue est de 1256 mm, elle est minimale durant les mois d'hiver (Décembre, Janvier et Février). Alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juin, Juillet et Aout).

4.3 La pluviométrie :

L'Etude pluviométrique est effectuées à partir des Données des Précipitations Mensuelles et Journalières enregistrées au niveau de la Station Pluviométrique la plus proche de notre zone d'Etude à savoir le Station d'El Attaf.

Tableau II- 3: Données de la station pluviométrique.

STATION	CODE ANRH	COORDONNEES LAMBERT EN METRE			N
		X	Y	Z	
EL-ATTAF	012001	378500	4001500	153	31

4.4 Répartition mensuelle des pluies :

La répartition Mensuelle a été déterminée à partir des Données Observées sur une période de référence allant de 1981 à 2011, soit 31 ans sans lacune pour les Pluies Mensuelles et Annuelles :

Tableau II- 4: Répartition mensuelle de la pluviométrie de la zone d'étude.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy.
P(mm)	14.5	25.3	50.3	48.7	48.2	47.7	37.4	31.3	26.2	5.6	1.5	1.5	338.3
P (%)	4.27	7.49	14.88	14.41	14.24	14.09	11.05	9.26	7.74	1.67	0.43	0.45	100.00

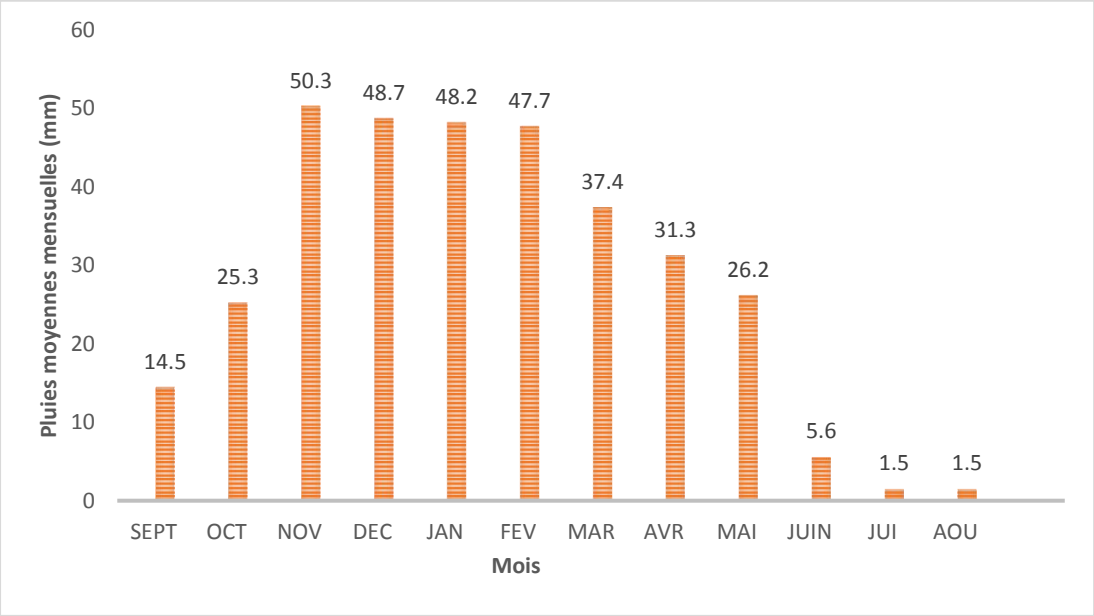


Figure II- 5: Répartition mensuelle de la pluviométrie de la zone d'étude.

5 Aperçu géologique :

5.1 Géologie du site :

La commune d'El Attaf est selon l'étude géotechnique élaboré par le laboratoire centrales travaux de Chlef (I.C.T.P) repose globalement sur deux formations dominantes constituées de :

- Les alluvions holocènes anciennes qui constituent en 5 à 10 m de dépôts de crue limono-sablo-argileux de couleur gris-brun loties à massif, avec quelques lentilles de sable fin et graveleux. La partie inferieure tend à devenir plus sableuse que les premiers de 5 à 8m, elle s'étend en une vaste terrasse surplombant le lit actuel d'Oued Cheliff de 7 à 10m.

• L'argile helvétienne limoneuse à limon argileux avec occasionnellement, un peu de sable brun-gris de plasticité moyenne élevé et de consistance moyenne dure, avec des affleurements de calcaire plus ou moins compact.

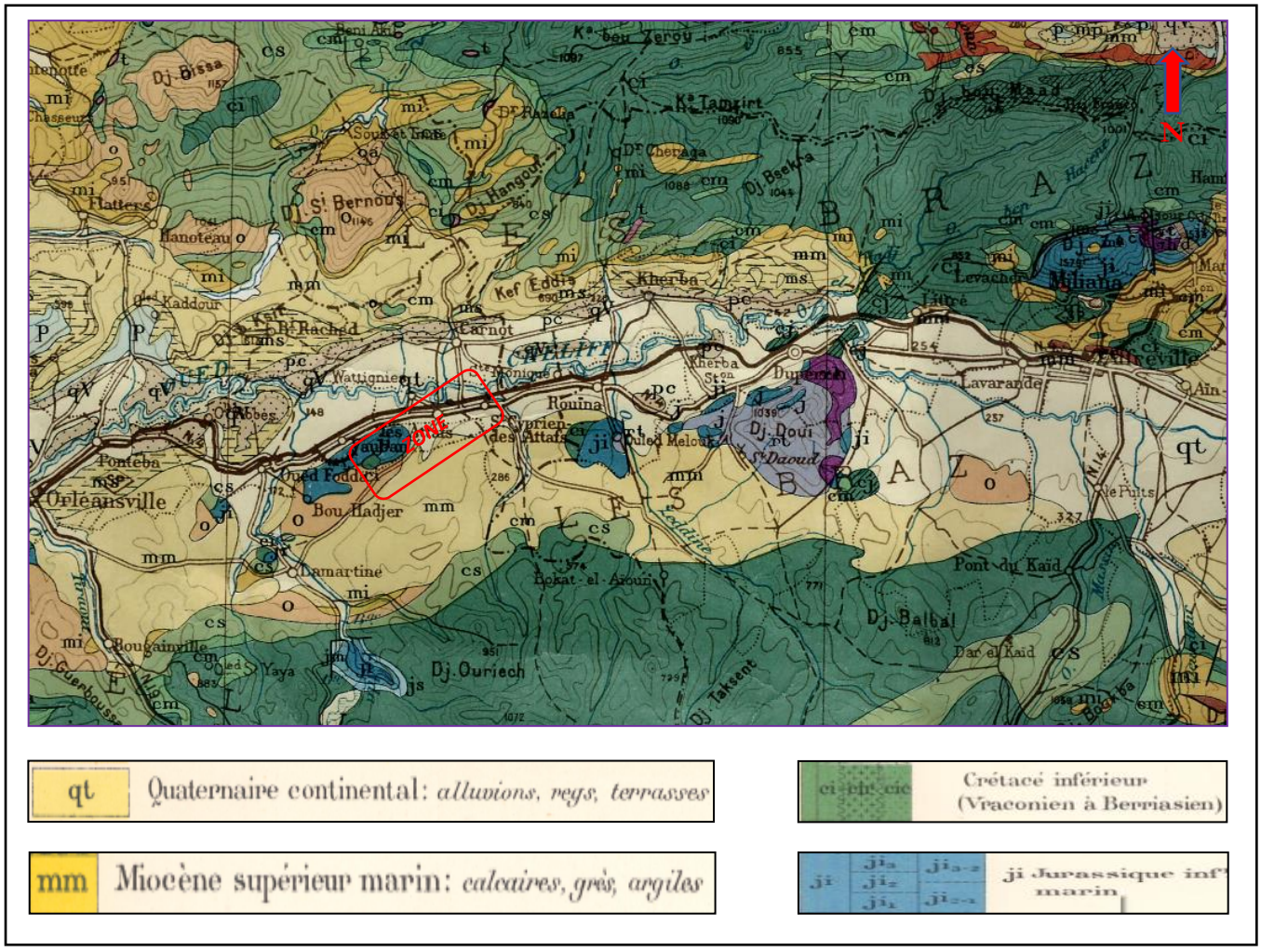


Figure II- 6: Extrait de la carte géologique 1/500 000. (HPO)

6 Sismicité :

Le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante :

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

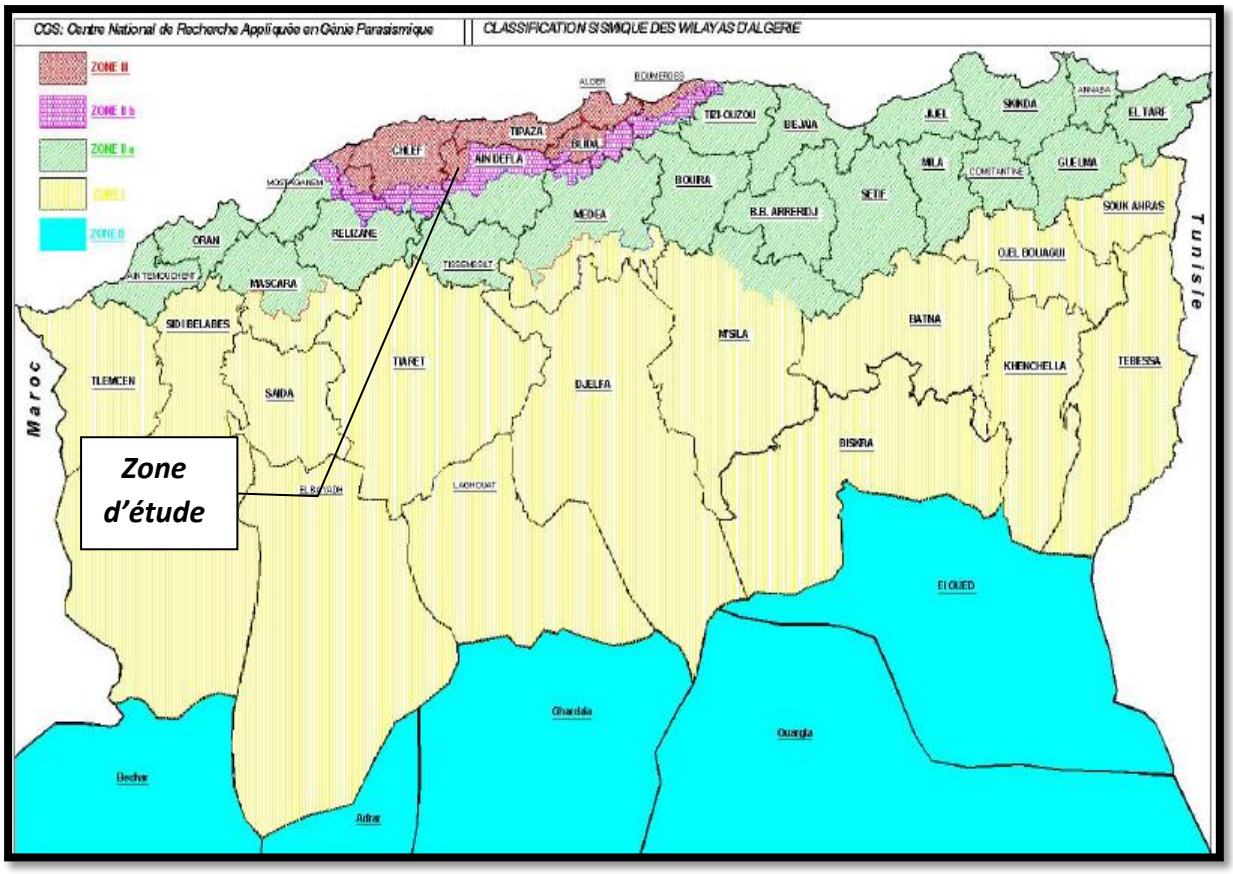


Figure II- 7: Carte de micro zonage de l'Algérie (selon le RPA-99- Addenda 2003)

Notre aménagement est classé selon son importance en groupe d'usage **(IB)** à partir du règlement parasismique Algérien (RPA 99). Il est situé dans la zone sismique **(III)** selon le paragraphe 4.2.3 de règlement Algérien en vigueur. Le coefficient d'accélération de cette zone est égal à **0.30 g** selon le tableau suivant :

Tableau II- 5 : Coefficient d'accélération de zone ''A'' selon le règlement parasismique Algérienne [RPA-99, V2003]

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale :Sécurité-Hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance:Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance:Hangars

7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de collecter les données nécessaires de la région d'étude (topographie, climatologie, géologie...). Cette étape est très importante car ces données nous serviront à entamer l'étude de notre projet.

CHAPITRE III :

Etude hydrologique.

Introduction :

L'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projet hydroélectrique, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrage et de navigation fluviale.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

Dans le cadre de l'étude de protection des nouveaux pôles intègres d'El Attaf contre les inondations, une étude hydrologique doit être établie dont la détermination des principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité le bassin versant et déterminer ses caractéristiques. L'estimation des périodes de retour et la détermination des débits de crues sont nécessaires pour la conception des aménagements.

1. Caractéristiques géographique de BV :

1.1 Bassin Versant :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors de bassin versant topographique. (Echo2.epfl.ch)

Les coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire sont les suivantes :

Longitude : X = 378.308 Km.

Latitude : Y = 4009.761 Km.

Altitude : Z = 153 m.

2 Caractéristiques morphologique du BV :

2.1 Caractéristiques de forme :

2.1.1 Indice de Gravilius « K_c » :

L'indice de Gravilius, appelé aussi indice de forme, caractérise la forme du bassin versant et exprime son allongement.

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (2)$$

Avec :

K_c : Indice de Gravilius.
P : Périmètre du bassin versant [Km].
S : Surface du bassin versant [Km^2].

2.1.2 Rectangle équivalent :

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les basins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement.

Les dimensions sont tirées comme suite :

$S=L_r*l_r$ et $P= (L_r+l_r) * 2$

Avec :

L_r : Longueur du rectangle équivalent.
L_r : Largeur du rectangle équivalent.
On obtient donc :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L_r = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right) \quad (3)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l_r = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.128}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right) \quad (4)$$

2.1.3 Indice d'Horton :

Il exprime le rapport entre la largeur moyenne du bassin versant et la longueur du cours d'eau principal.

$$K_h = \frac{S}{L^2} \quad (5)$$

Avec :

K_h : Indice d'Horton.

S : Surface du bassin versant (km²).

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

2.1.4 Coefficient d'allongement :

C'est le rapport entre la longueur du talweg principal et la surface du bassin versant. Il est calculé par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (6)$$

Avec :

C_a: Coefficient d'allongement.

S : Surface du bassin versant (km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

Application numérique :

Le tableau suivant résume les résultats des caractéristiques cités :

Tableau III- 1: Les résultats des caractéristiques de forme

Surface (Km²)	Périmètre (Km)	K_c	K_h	L_r (Km)	l_r (Km)	C_a
57.19	40.16	1.50	0.40	16.84	3.40	2.50

3.1 Caractéristiques du relief :

3.1.1 Surface :

C'est la superficie obtenue après la délimitation du bassin versant. C'est un paramètre très important dans le calcul hydrologique. Dans notre cas S=57.19 Km^2 (Calculer par ArcGis).

3.1.2 Périmètre :

Le périmètre du bassin versant correspond à sa limite extérieure. Dans notre cas P=40.16 Km (Calculer par ArcGis).

3.1.3 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude en ordonnée.

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

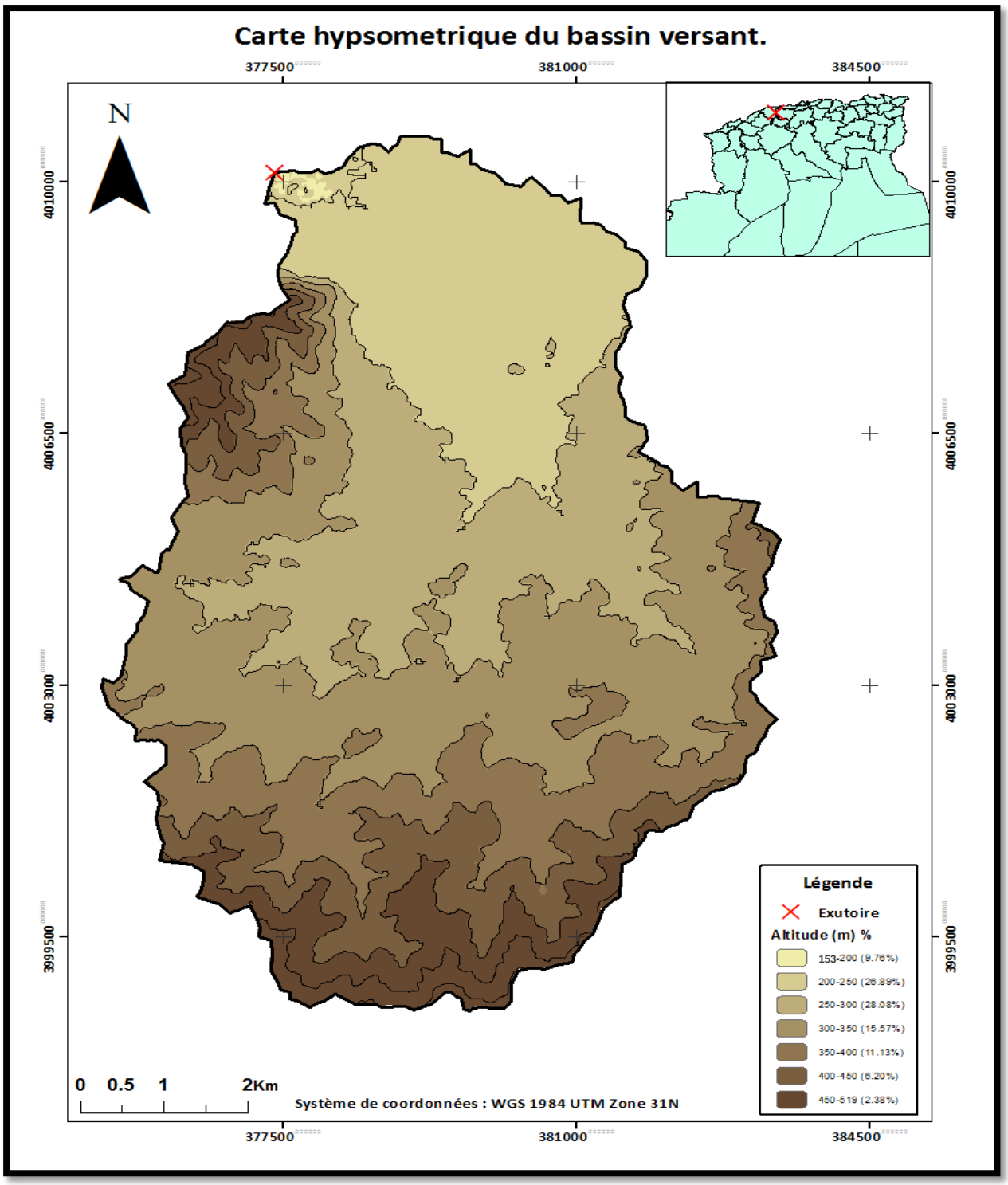


Figure III- 1: Carte hypsométrique du bassin versant. (ArcGis)

Le tableau suivant montre les paramètres hypsométriques du bassin versant :

Tableau III- 2: Paramètres hypsométriques du bassin versant.

Elévation (m)	Altitude (m)	Surface (Km^2)	Surface (%)	S Cumulée (km^2)	S Cumulée (%)
153-200	200	5,582	9,761	5,582	9,760
200-250	250	15,375	26,885	20,957	36,650
250-300	300	16,057	28,078	37,014	64,720
300-350	350	8,904	15,570	45,918	80,290
350-400	400	6,363	11,126	52,281	91,420
400-450	450	3,546	6,201	55,827	97,620
450-519	519	1,361	2,380	57,188	100,000

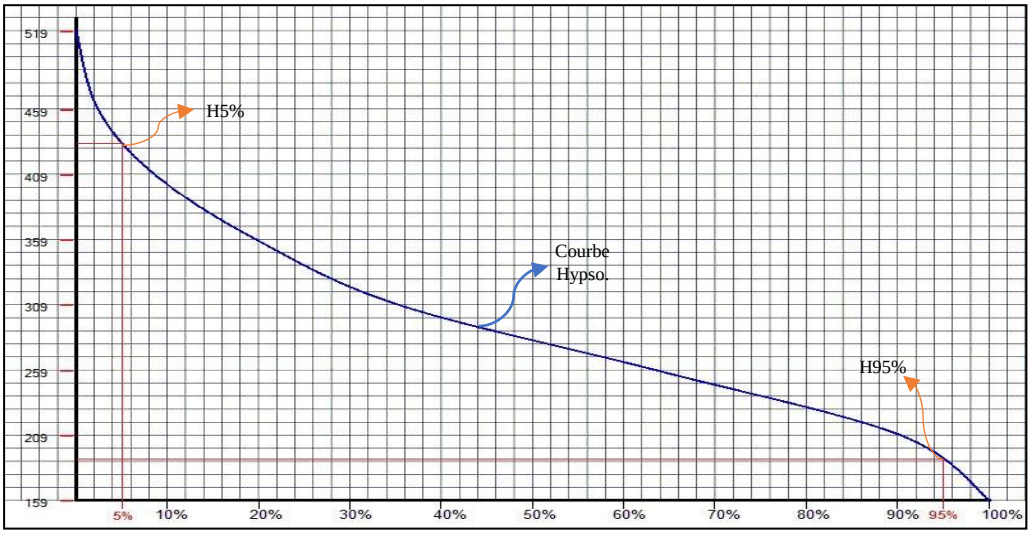


Figure III- 2: Courbe hypsométrique du bassin versant.

3.1.4 Longueur du talweg principal :

La longueur du talweg principal est calculée à partir du logiciel ArcGis :

L = 12.98 Km

3.1.5 Les altitudes :

3.1.5.1 L'altitude H5% :

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

3.1.5.2 L'altitude H95% :

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

3.1.5.3 L'altitude H50% :

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

3.1.5.4 L'altitude moyenne H_{moy} :

Calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S} \quad (7)$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{i+1} + H_i}{2} \quad (8)$$

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en mètre.
S_i : Surface comprise entre deux courbes de niveau successive en Km^2.
S : Surface totale du bassin versant.

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau III- 3: Résultats des altitudes du bassin versant.

H_{max} (m)	H_{min} (m)	H_{moy} (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{50\%}$ (m)	$H_{5\%}$ (m)
519	159	293.9	191	263.5	433

3.1.6 Les pentes du bassin versant :

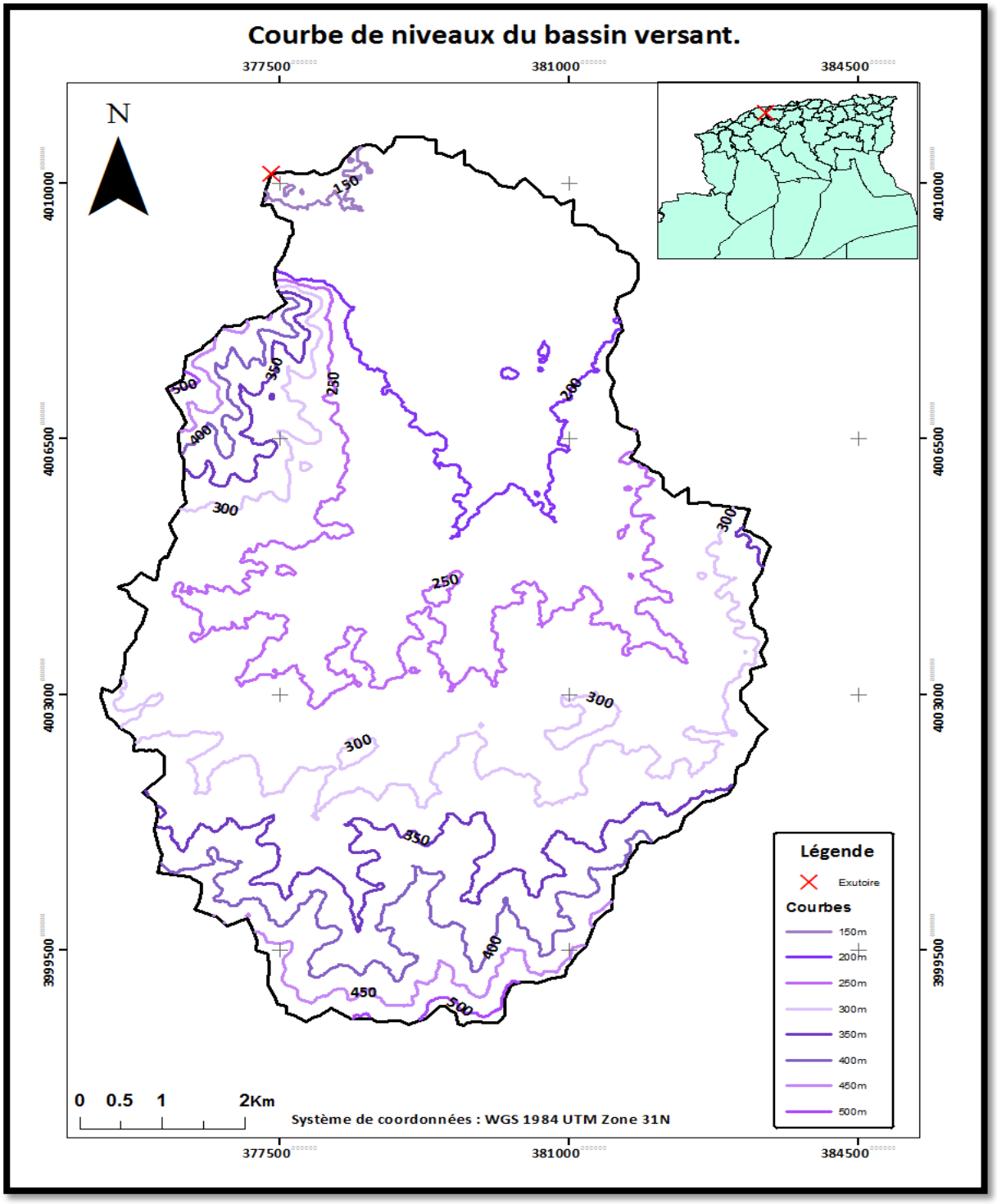


Figure III- 3: Carte des courbes de niveaux du bassin versant. (ArcGis)

3.1.6.1 Pente moyenne « I_m » :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \cdots + 0.5L_n)}{S} \quad (9)$$

Avec :
ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).
L_1, L_2...L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km)
S : Superficie du bassin versant (Km^2).

3.1.6.2 Indice de pente Moyenne « I_{pm} » :

C'est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est calculé par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r} \quad (10)$$

Avec :
H_{max} : Altitude maximale (m).
H_{min} : Altitude minimale (m).
L_r : Longueur du rectangle équivalent (m).

3.1.6.3 Indice de Pente global « I_g » :

C'est le rapport entre la dénivelée (entre l'altitude correspondante à 5% et 95%) et la longueur du rectangle équivalent. Ces altitudes sont tirées depuis La courbe hypsométrique.

Il est calculé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} \quad (11)$$

Avec :
D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m).
L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km).

3.1.7 Dénivelée Spécifique « D_s » :

Elle nous permet de connaitre le type de relief. Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = I_g * \sqrt{S} \quad (12)$$

Avec :

D_s : Dénivelé spécifique (m).

I_g : Indice de pente global (m/Km).

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

Application numérique :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III- 4: Résultats des pentes du bassin versant.

I_m (%)	I_{pm} (%)	I_g (%)	D_s (m)	Relief
0.011	0.019	0.014	108.67	Relief Assez Fort

4.1 Caractéristiques hydrologiques :

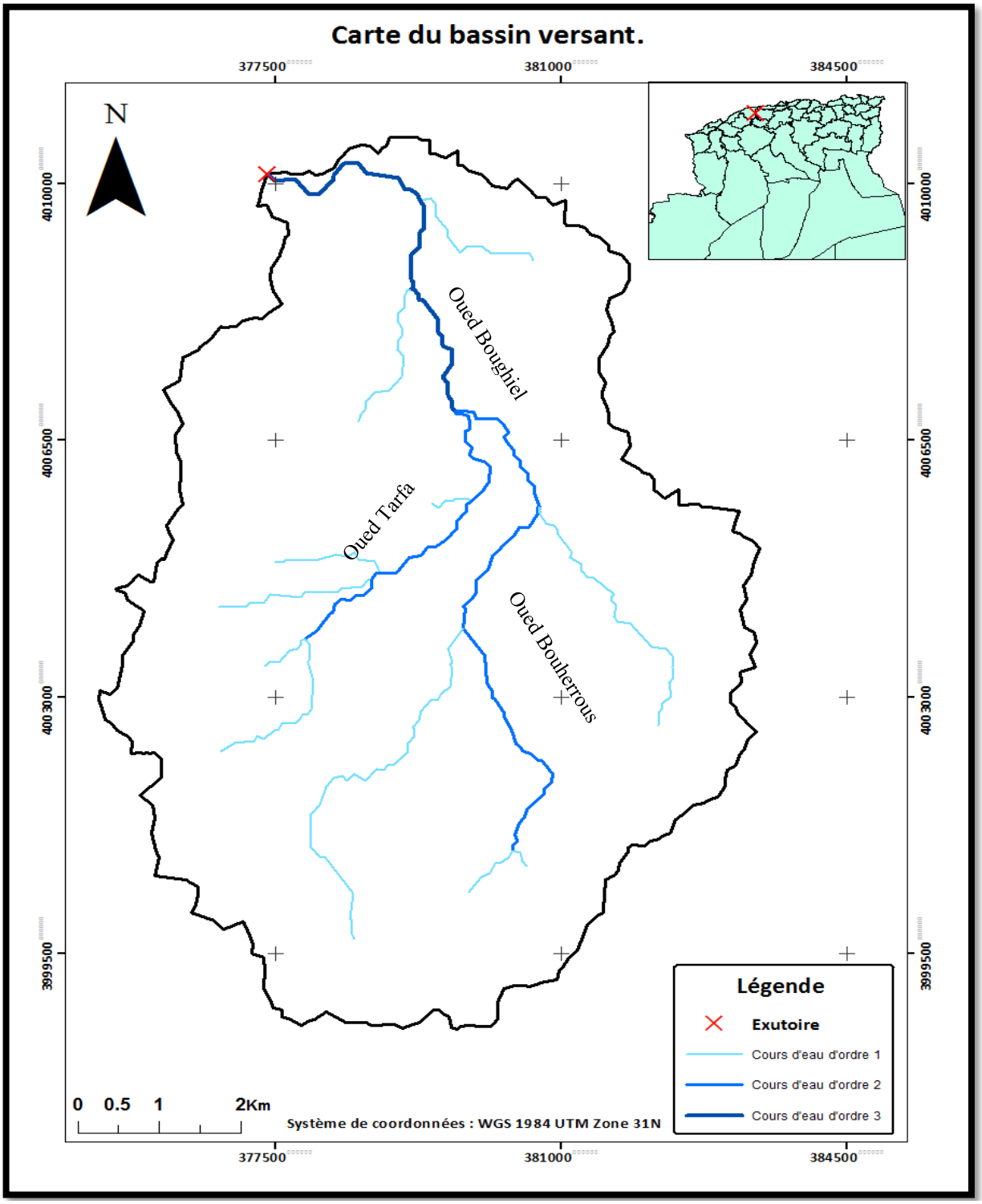


Figure III- 4: Carte du réseau hydrographique de bassin versant.

4.1.1 Densité de drainage « D_d » :

C'est le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres et la surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_i^n L_i}{S} \quad (13)$$

Avec :
D_d : Densité de drainage [Km/Km²].
L_i : Longueur d'un cours d'eau d'ordre i (Km).
S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III- 5: L'indice de drainage

$\sum L_i$ (Km)	S (Km²)	D_d (Km/Km²)
40.40	57.19	0.707

.

4.1.2 Densité hydrographique « F » :

Elle représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N}{S} \quad (14)$$

Avec :
F : Densité hydrographique (Km^{-2})
N : Nombre de cours d'eau d'ordre 1.
S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III- 6: Densité hydrographique.

$\sum N$	S (Km²)	F (Km^{-2})
14	57.19	0.245

4.1.3 Coefficient de torrentialité « C_t » :

Il est calculé par la formule suivante :

$$C_t = D_d * F \quad (15)$$

Avec :
C_t : Coefficient de torrentialité.
D_d : Densité de drainage [Km/Km²].
F : Densité hydrographique (Km^{-2})
D'où :

C_t=0.345

4.1.4 Temps de concentration « T_c » :

C'est le temps mis pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné et l'exutoire du bassin versant. Ce dernier peut être calculé par plusieurs formules :

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (16)$$

Avec :
T_c : Temps de concentration (h).
L : Longueur du talweg principal (Km).
S : Surface du bassin versant (Km^2).
H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m).
H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385} \quad (17)$$

Avec :
T_c : Temps de concentration (min).
L : Longueur du talweg (m).
I : Pente moyenne du talweg principal (m/m).

- **Formule ESPAGNOLE :**

$$T_c = 0.126 * 60 * \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}}\right)^{0.76} \quad (18)$$

Avec :
T_c : Temps de concentration (min).
L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).
I_{cp} : Pente du cours d'eau principal (m/m).

- **Formule de TURRAZZA :**

$$T_c = 1.662 * S^{0.5} \quad (19)$$

Avec :
T_c : Temps de concentration (min).
S : Surface du bassin versant (Ha).

Application numérique :

Le tableau suivant résume la valeur du temps de concentration calculé par les différentes méthodes :

Tableau III- 7: Résultats de calcul du temps de concentration.

Formule	GIANDOTTI	KIRPICH	ESPAGNOLE	TURRAZZA
Tc (h)	5.97	2.47	4.42	2.09

4.1.5 Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (20)$$

Avec :

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h).

L : Longueur du talweg principal (Km).

T_c : Temps de concentration (h).

D'où :

V_r = 6.21 Km/h

Les caractéristiques du bassin versant sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 8: Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Paramètre		Symbole	Unité	Valeur
Surface		S	Km²	57.19
Périmètre		P	Km	40.16
Longueur du talweg principal		L	Km	12.98
Pente du talweg principal		I_c	%	0.021
Indice de compacité		K_c	/	1.50
Coeff. d'allongement		C_a	/	2.50
Rectangle	Longueur	L_r	Km	16.84
équivalent	Largeur	l_r	Km	3.40
	Maximale	H_{max}	m	519
	Minimale	H_{min}	m	159
Altitudes	Moyenne	H_{moy}	m	293.9
	Médiane	$H_{50\%}$	m	263.5
	95%	$H_{95\%}$	m	191
	5%	$H_{5\%}$	m	433
Pente moyenne		I_m	%	0.011
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	0.019
Indice de pente globale		I_g	%	0.014
Dénivelée spécifique		D_s	m	108.67
Densité de drainage		D_d	Km/Km²	0.707
Densité hydrographique		F	Km^{-2}	0.245
Coefficient de torrentialité		C_t	Km^{-3}	0.345
Temps de concentration		T_c	h	4.42
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	2.94

3 Etude des précipitations :

3.1 Pluviométrie :

Dans l'étude d'aménagement, l'étude des pluies maximales journalières est indispensable car elles sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Ces pluies maximales journalières sont étudiées afin de déterminer les pluies de courte durée pour une certaine probabilité dont le but est la protection de l'ouvrage.

Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Les données sont relevées à partir de la station **EL-ATTAF** compte tenu de sa situation (au même sous bassin versant **01-20)** et la fiabilité des données (les mesures étant continuées et effectuées par le même opérateur). Les données se répartissent sur une durée de 31 ans (1980-2010).

Tableau III- 9: Coordonnées de la station pluviométrique.

STATION	CODE ANRH	COORDONNEES LAMBERT		N
		X	Y	
EL-ATTAF	012001	378,500	4001,500	31

3.1.1 Répartition de la pluie moyenne :

La répartition Mensuelle a été déterminée à partir des Données Observées sur une période de référence allant de 1981 à 2011, soit 31 ans sans lacune pour les Pluies Mensuelles et Annuelles :

Tableau III- 10: Répartitions des pluies moyennes annuelles.

Mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOU	Total
P (mm)	14.5	25.3	50.3	48.7	48.2	47.7	37.4	31.3	26.2	5.6	1.5	1.5	338.3
P (%)	4.27	7.49	14.88	14.41	14.24	14.09	11.05	9.26	7.74	1.67	0.43	0.45	100.00

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série des pluies maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer des intensités de pluie de durée et de période de retour définie. Les étapes de cette étude sont les suivantes

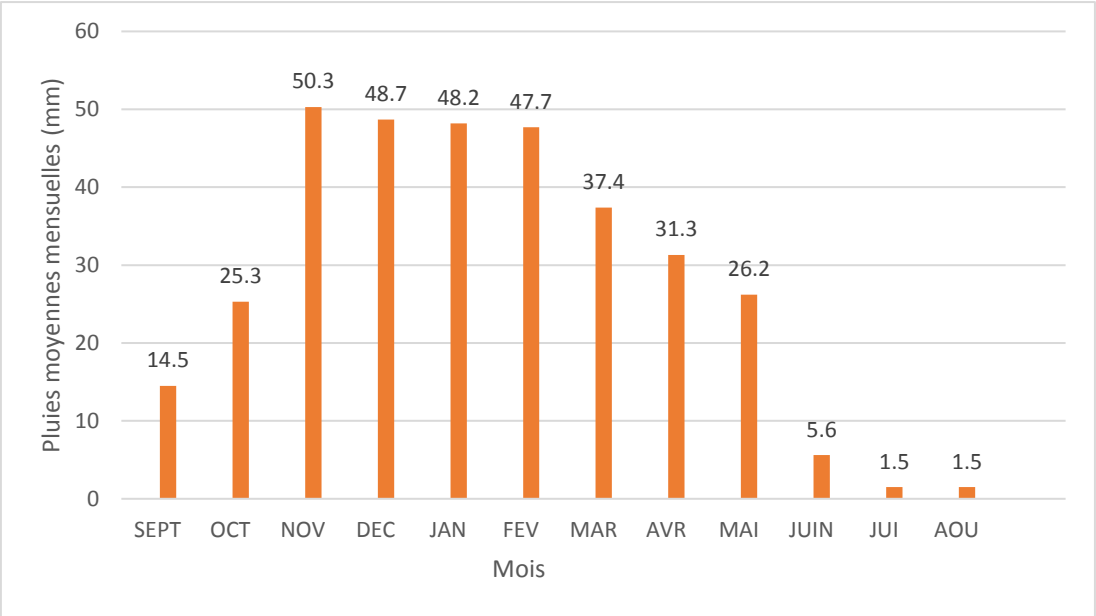


Figure III- 5: Répartition des pluies moyennes mensuelles.

- Calcul des paramètres statiques de la série.
- Ajustement de loi statique (choix de la loi adéquate).
- Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour.
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Tableau III- 11: La série des pluies max journalières.

Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)
1981	13.3	1992	41.2	2003	46.5
1982	34.3	1993	40	2004	34
1983	30.9	1994	28.2	2005	22.9
1984	40.3	1995	53.4	2006	47.4
1985	30.5	1996	45	2007	20.9
1986	14.6	1997	35.5	2008	41
1987	15.2	1998	47.8	2009	38.2
1988	27	1999	40	2010	46
1989	87.8	2000	46	2011	42.3
1990	59.5	2001	96.4		
1991	15.8	2002	52		

3.1.1.1 Calcul des paramètres statique de la série :

Le tableau suivant représente les paramètres statiques de la série pluviométrique :

Tableau III- 12: Paramètres statique de la série pluviométrique.

Caractéristique	Formule	Valeur
Moyenne des Pjmax (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} Xi}{n}$	38.32
Ecart type « σx »	$\sigma x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=31}(Xi - \bar{X})^2}{n-1}}$	18.52
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma x}{\bar{X}}$	0.48
Coefficient d'asymétrie « Cs »	$Cs = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n=31}\left(\frac{Xi - \bar{X}}{\sigma x}\right)^3$	1.37
Coefficient d'aplatissement « Ck »	$Ck = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n=31}\left(\frac{Xi - \bar{X}}{\sigma x}\right)^4$	5.24
L'exposant climatique	/	b = 0.325

3.1.1.2 Ajustement de la série des pluies annuelles maximales journalières :

On trouve de nombreuses méthodes d'ajustement des séries de pluies, la crédibilité d'une certaine méthode se base essentiellement sur :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Les caractéristiques de l'échantillon.

Dans le but de terminer dans quelles circonstances une méthode est plus efficace pour une loi donnée, plusieurs études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées.

Pour ce projet, les lois d'ajustements choisies sont :

- La loi de Gumbel.
- La loi log-normale.
- La loi normale.

3.1.1.2.1 Ajustement de la série à la loi de Gumbel :

L'ajustement de la série à la loi de Gumbel a été effectué par le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 13: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	L'écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	130.90	19.165	93.33-168.47
100	0.9900	97.698	13.008	72.197-123.20
50	0.9800	87.65	11.167	65.759-109.54

20	0.9500	74.241	8.743	57.101-91.381
10	0.9000	63.882	6.921	50.314-77.45
5	0.8000	53.082	5.124	43.037-63.128
2	0.5000	36.771	3.043	30.806-42.736

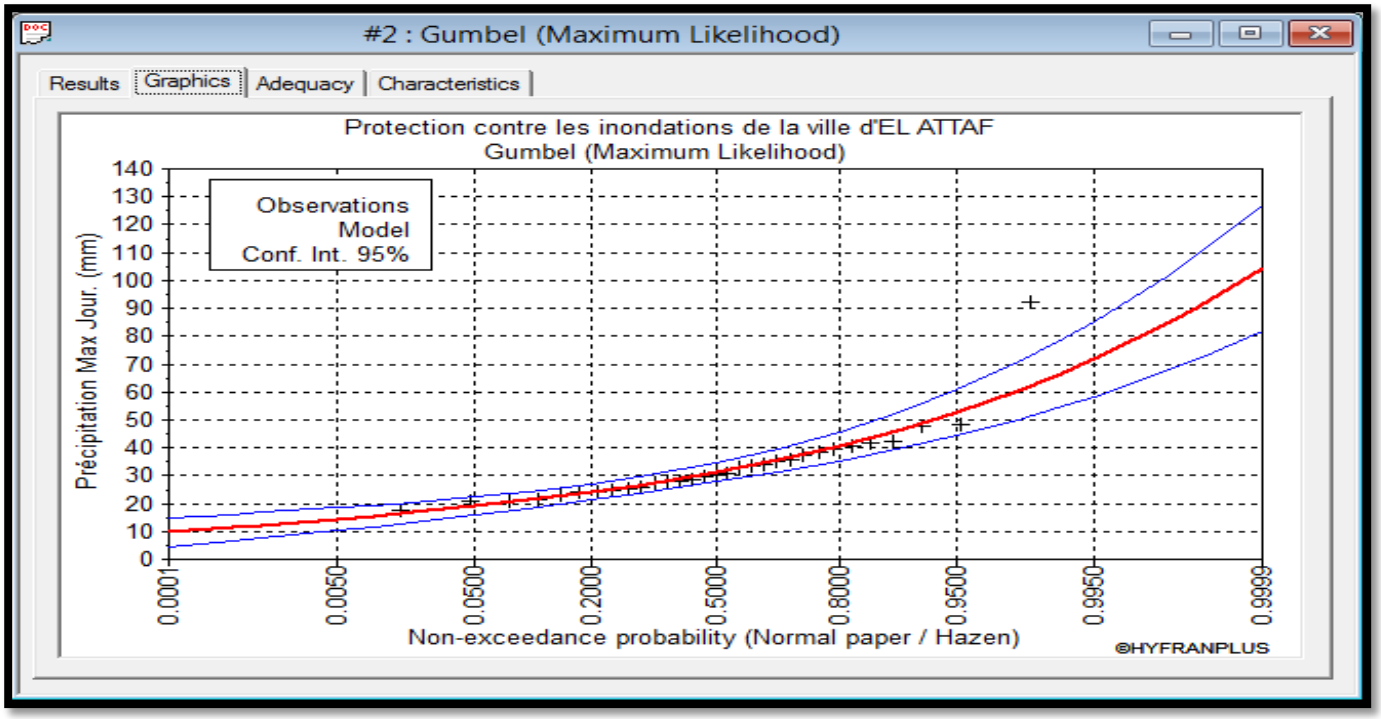


Figure III- 6: Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Le tableau ci-dessous montre la comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.

Tableau III- 14: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.

Paramètre	**Caractéristique de la loi Gumbel**	**Caractéristique de l'échantillon**
Minimum	Aucun	13.3
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	39.803	39.803
Médiane	36.771	40
L'écart type	18.457	18.457
Coefficient de variation « Cv »	0.464	0.464
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.14	1.276
Coefficient d'aplatissement « Ck »	2.4	4.907

Test d'adéquation X^2 :

- Hypothèse :
  - H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.
  - H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

Résultat :

Tableau III- 15: Résultats du test d'adéquation (Gumbel).

Degré de liberté	P-value	X^2
4	0.0514	9.42

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

3.1.1.2.2 Ajustement de la série à la loi Log-Normale :

L'ajustement de la série à la loi log-normale a été effectué par le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 16: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	L'écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	155.18	32.149	92.151-218.2
100	0.9900	108.09	17.912	72.972-143.2
50	0.9800	94.998	14.407	66.754-123.24
20	0.9500	78.273	10.309	58.063-98.483
10	0.9000	65.897	7.62	50.959-80.835
5	0.8000	53.497	5.317	43.074-63.92
2	0.5000	35.916	3.055	29.928-41.904

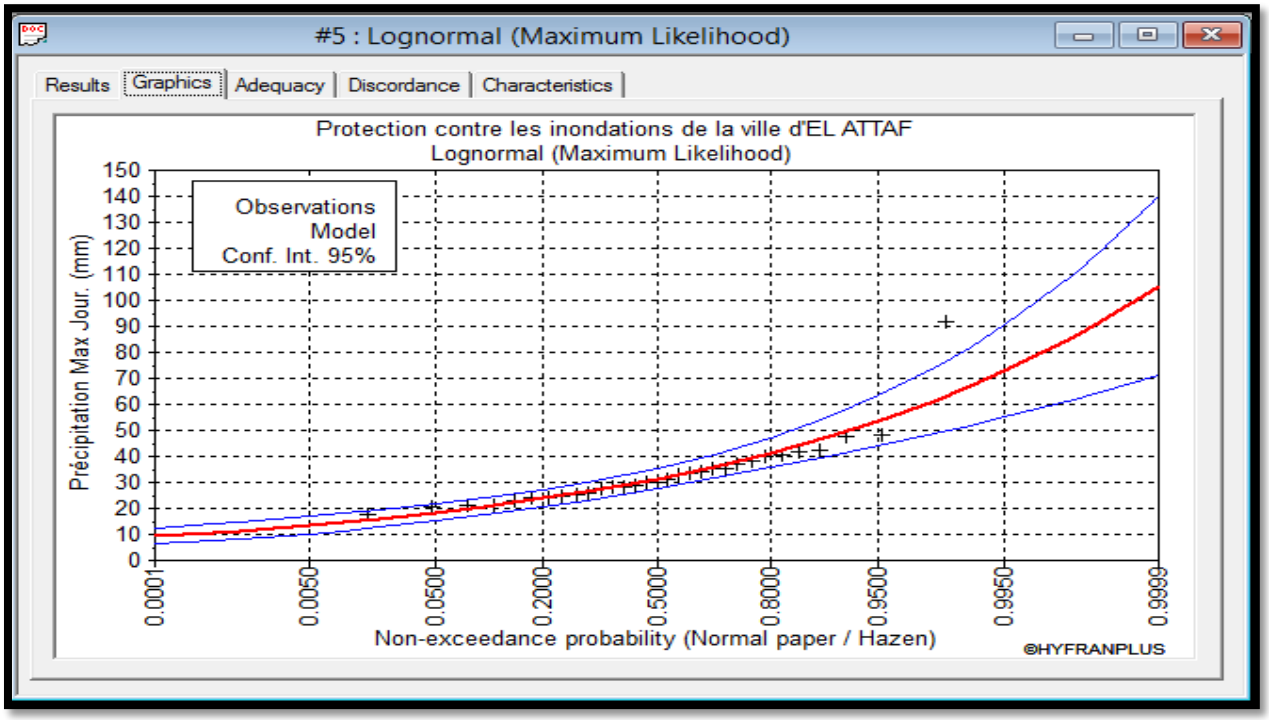


Figure III- 7: Représentation graphique de la loi Log-normale.

Le tableau ci-dessous montre la comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon.

Tableau III- 17: Comparaison des caractéristiques de la loi Log-normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi log-normale	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0	13.3
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	40.177	39.803
Médiane	35.916	40
L'écart type	20.142	18.457
Coefficient de variation « Cv »	0.501	0.464
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.63	1.276
Coefficient d'aplatissement « Ck »	8.068	4.907

Test d'adéquation X^2:

- Hypothèse :
  - H_0 : L'échantillon provient d'une loi log-normale.
  - H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi log-normale.
- Résultat :

Tableau III- 18: Résultats du test d'adéquation (Log-normale).

Degré de liberté	P-value	X^2
4	0.0353	10.32

- Conclusion :

Nous devons REJETER H_0 au niveau de signification de 5%, mais on l'accepte au niveau de signification de 1%.

- Choix de la loi d'ajustement :

D'après les tests d'adéquations on remarque que la loi de Log-normale ne peut être utilisée. on opte pour l'ajustement par la loi de Gumbel.

3.1.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

En se basant sur les données relatives aux pluies maximales journalières et en utilisant la loi régionale (intensité, durée et fréquence), les pluies de courte durée peuvent être calculées par la formule suivante :

$$P_t = P_{jmax} \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \quad (21)$$

Avec :

P_t : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{jmax} (mm).

P_{jmax} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T : Le temps de l'averse (h).

b : L'exposant climatique (b=0.325 selon ANRH).

Les intensités maximales de durée « t » se calculent par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad (22)$$

Avec :

I_t : Intensité maximale de période « t » (mm/h).

P_t : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{jmax} (mm).

t : Durée (h).

Le tableau suivant représente les précipitations et les intensités maximales pour différentes fréquences et durées.

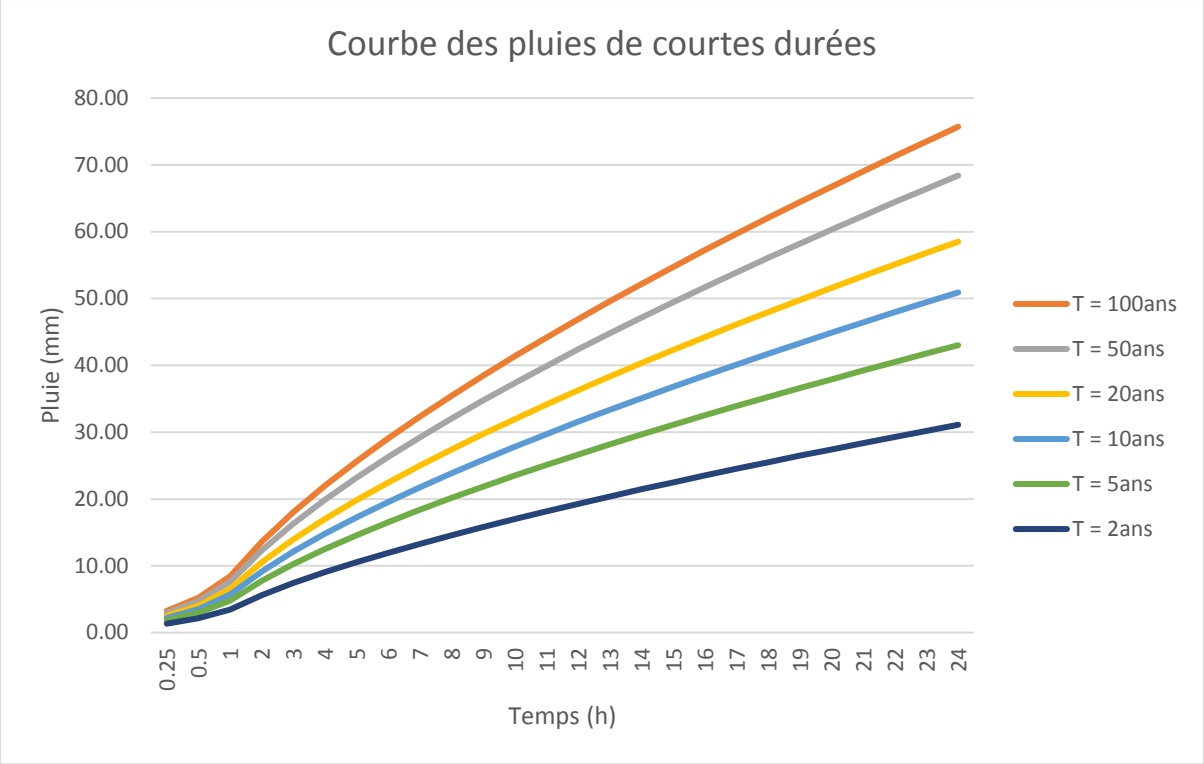


Figure III- 8: Courbe des pluies de courtes durées.

3.2 Etude des apports :

Pour l'évaluation des apports, on utilise les formules empiriques.

3.2.1 Apport liquide :

Il existe différentes formules pour estimer les apports moyenne interannuels, parmi les quelle :

- Formule de l'ANRH.
- Formule dite « ALGERIENNE ».
- Formule de DERIE II.
- Formule de MEDINGUER.

3.2.1.1 Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 * P_{moy}^{2.684} * S^{0.842} \quad (23)$$

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

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

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

Application numérique :

Voici les résultats de l'apport liquide par la formule de l'ANRH :

Tableau III- 19: Résultat de l'apport liquide par la formule de l'ANRH.

S (Km²)	P_{moy} (m)	A (Mm^3)	A (m^3)
57.19	0.338	1.50209375	1502093.75

3.2.1.2 Formule dite « Algérienne » :

$$A_0 = L_e * S \quad (24)$$

$$L_e = P * \left(1 - 10^{-Kp^2}\right) * 10^3 \quad (25)$$

Avec :
A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).
P: Pluie moyenne annuelle (m).
S : Surface du bassin versant (Km²).
Le : Lame d'eau (mm).
Kp= 0.18 - 0.01*log(S).

Application numérique :

Tableau III- 20: Résultat de l'apport liquide par la formule Algérienne.

S (Km²)	P (m)	K_p	L_e (mm)	L_e (m)	A (Mm^3)	A (m^3)
57.19	0.338	0.162	19.82	0.01982	1.13351323	1133513.23

3.2.1.3 Formule de DERIE II :

$$A_0 = 0.513 * P_{moy}^{2.683} * D_d * S^{0.842} \quad (26)$$

Avec :
A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).
P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).
S : Surface du bassin versant (Km²).
D_d : Densité de drainage.

Application numérique :

Voici les résultats de l'apport liquide par la formule de DERIE II :

Tableau III- 21: Résultat de l'apport liquide par la formule de DERIE II.

S (Km²)	P_{moy} (m)	D_d (Km^{-1})	A (Mm^3)	A (m^3)
57.19	0.338	1.142	1.19041692	1190416.92

3.2.1.4 Formule de MEDINGUER :

$$A_0 = L_e * S \quad (27)$$

$$L_e = 1024 * \left(P_{moy} - 0.26\right)^2 \quad (28)$$

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

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

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

Le : Lame d'eau (mm).

Application numérique :

Voici les résultats de l'apport liquide par la formule de MEDINGUER :

Tableau III- 22: Résultat de l'apport liquide par la formule de MEDINGUER.

S (Km^2)	P (m)	L_e (mm)	L_e (m)	A (Mm^3)	A (m^3)
57.19	0.338	6.23	0.00623	0.356294615	356294.615

Comparaison :

Pour déterminer la formule la plus fiable, il faut calculer les erreurs des quatre formules.

Tableau III- 23: Comparaison des formules.

ANRH	Algérienne	DERRIE	MEDINGUER	Somme	Moyenne	Erreur			
1502093.75	1133513.23	1190416.92	356294.615	4182318.515	1045579.629	0.44	0.08	0.14	0.66

Après le calcule d'erreur, nous optons pour la formule de l'ANRH. Ainsi :

$$A_0 = 1133513.23\ m^3$$

3.2.2 Caractéristiques de l'écoulement :

3.2.2.1 Module d'écoulement :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (29)$$

Avec :

M_e : Module d'écoulement (l/s).

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Le temps d'une année en secondes (s)

Tableau III- 24: Valeur du module d'écoulement.

A_0 (m^3)	A_0 (l)	T (s)	M_e (l/s)
1133513.23	1133513230	31536000	35.94

3.2.2.2 Module d'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (30)$$

Avec :

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km^2).

M_e : Module d'écoulement (l/s).

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

Tableau III- 25: Valeur du module d'écoulement relatif.

S (Km²)	M_e (l/s)	M_0 (l/s/Km²)
57.19	35.94	0.628

3.2.2.3 Lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (31)$$

Avec :
L_e : Lame d'eau (mm).
A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).
S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau III- 26: Valeur de lame d'eau.

S (Km²)	A_0 (m^3)	L_e (mm)
57.19	1133513.23	19.82

3.2.2.4 Coefficient d'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (32)$$

Avec :
C_e : Coefficient d'écoulement.
L_e : Lame d'eau (mm).
P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

Tableau III- 27: Valeur du coefficient d'écoulement.

L_e (mm)	P_{moy} (mm)	C_e
19.82	338	0.0586

3.2.2.5 Coefficient de variation :

On va utiliser des formules empiriques pour le calculer.

Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = a - 0.063 * log_{10}(S + 1) \quad (33)$$

$$a = 0.78 - 0.29 * Log_{10}(M_0) \quad (34)$$

Avec :
Cv : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²).
M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau III- 28: Résultat du coefficient de variation par la formule de SOKOLOVSY.

S (Km²)	M_0 (l/s/Km²)	a	C_v
57.19	0.628	0.8387	0.728

Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \quad (35)$$

Avec :
Cv : Coefficient de variation.
S : Surface du bassin versant (Km²).
M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau III- 29: Résultat du coefficient de variation par la formule de KRISTEKLY MENKEL.

S (Km²)	M_0 (l/s/Km²)	C_v
57.19	0.628	0.739

Formule Algérienne :

$$C_v = 0.93 * \frac{K}{M_0^{0.23}} \quad (36)$$

Avec :
Cv : Coefficient de variation.
M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).
K : Coefficient de réduction (K=0.66).

Tableau III- 30: Résultat du coefficient de variation par la formule Algérienne.

M_0 (l/s/Km²)	K	C_v
0.628	0.66	0.683

Formule de l'ANTONOV :

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (37)$$

Avec :
S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III- 31: Résultat du coefficient de variation par la formule de l'ANTONOV.

S(Km²)	C_v
57.19	0.356

.

3.2.3 Apports solides :

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, et de la résistance du sol à l'érosion liée elle-même à :

- La couverture végétale.
- La nature géologique des roches.

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports soldes :

Méthode de TIXERONT :

$$T_a = \alpha * L_e^{0.15} \quad (38)$$

Avec :

T_a : Dégradation spécifique (T/Km²/an).

L_e : Ruissellement moyen (m).

α : Coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III- 32: Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée

BV à perméabilité élevée	8.5
BV à perméabilité moyenne à élevée	7.5
BV à perméabilité faible à moyenne	350
BV à perméabilité faible	1400
BV perméable	3200

On prend $\alpha = 350$

Application numérique :

La valeur de la dégradation spécifique est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III- 33: Résultat de la dégradation spécifique.

L_e (m)	**α**	**T_a (T/Km²/an)**
0.01982	350	194.37

Méthode d'estimation du Nord Algérien :

$$D_s = 328.62 * Q^{-0.234} * S^{-0.197} \quad (39)$$

Avec :

D_s : Transport solide (T/Km²/an).

Q: Débit maximum (m^3/s).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Application numérique :

La valeur du transport solide est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III- 34: Résultat du transport solide.

Q (m^3/s)	**S (Km²)**	**D_s (T/Km²/an)**
123.82	57.19	47.95

4 Etude des crues :

Dans la réalisation des dimensionnements des ouvrages hydrauliques, l'évaluation des crues est une étape cruciale et indispensable. Le but de cette étape (étude des crues) a pour but de déterminer les hydrogrammes des crues ainsi que les débits maximaux probables. Cette évaluation a tout de même toujours été un souci majeur car il existe différentes techniques, basées principalement sur les données disponibles. La variation des conditions et des données a aussi un impact sur l'évaluation, car chaque problématique est unique. Aucune unicité de calcul des crues n'existe encore, c'est la raison pour laquelle on trouve plusieurs méthodes de calcul. Dans notre étude, on va utiliser les méthodes empiriques.

La construction des hydrogrammes des crues passe d'abord par l'estimation des débits maximaux fréquentiels.

4.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels :

4.1.1 Formules empiriques :

4.1.1.1 Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{max,\%} = 0.28 * \frac{(P_{tc} - H_0) * \alpha * F * S}{T_c} \quad (40)$$

Avec :

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

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

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

H_0 : Perte d'eau initiale, pour le nord algérien H_0=7mm

F : Coefficient de forme de la crue.

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (41)$$

Pour S<50 Km^2 on a $\gamma = 2$.

Pour un basin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

Pour un bassin boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend γ=2,5 d'où F=1,04

α: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \quad (42)$$

Avec :

X_p : Précipitation de fréquence donnée correspondante au temps de concentration (mm).

Application numérique :

Tableau III- 35: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de SOKOLOVSKY.

Période de retour (ans)	P_{tc} (mm)	α	$Q_{max,\%}$ (m^3/s)

10	63.89	0.21	46.67
20	74.24	0.25	64.56
50	87.65	0.30	91.42
100	97.70	0.35	120.36
1000	130.90	0.47	221.25

4.1.1.2 Formule de TURAZZA :

$$Q_{max,\%} = \frac{C * I_{tc} * S}{3.6} \quad (43)$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondante au temps de concentration (mm/h).

Tableau III- 36: Valeurs du coefficient de ruissellement.

Période de retour	1000	100	50	20	10
Fréquence %	0.1	1	2	5	10
C	0.9	0.8	0.75	0.55	0.6

Application numérique :

Tableau III- 37: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de TURAZZA.

Période de retour (ans)	**I_{tc} (mm/h)**	**C**	**$Q_{max,\%}$ (m^3/s)**
10	14.45	0.6	56.59
20	16.80	0.55	73.19
50	19.83	0.75	98.25
100	22.10	0.80	123.82
1000	29.62	0.90	234.13

4.1.1.3 Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{max,\%} = \frac{2 * K * \log(1 + AP_{moy}) * S * \sqrt{1 + 4logT - logS}}{\sqrt{L}} \quad (44)$$

Avec :

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

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

T : Période de retour (an).

A : Coefficient régional, égal à 25.

K : Constante dépendante du bassin versant, 1<K<3 (on prend K=2).

Application numérique :

Tableau III- 38: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de MALLET-GAUTHIER.

Période de retour (ans)	$Q_{max,\%}$ (m^3/s)
10	102.00
20	119.44
50	139.19
100	152.44
1000	189.93

4.1.1.4 Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{max,\%} = \frac{C * S * \left(H_{moy} - H_{min}\right)^{\frac{1}{2}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} * P_{tc} \quad (45)$$

Avec :

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

H_{moy} : Altitude moyenne (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

C : Coefficient topographique (variant entre 0.066 et 0.166), on prend C=0.166 pour un terrain accidenté.

Application numérique :

Tableau III- 39: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de GIANDOTTI.

Période de retour (ans)	P_{tc} (mm)	$Q_{max,\%}$ (m^3/s)
10	63.89	60.77
20	74.24	72.06
50	87.65	89.29
100	97.70	104.49
1000	130.90	172.87

4.1.1.5 Interprétation des résultats :

Le tableau suivant résume la valeur du débit max calculée par les différentes formules :

Tableau III- 40: Récapitulatif des débits max par les différentes formules.

Période de retour (ans)	$Q_{max,\%}$ (m^3/s)			
	SOKOLOVSKY	**TURAZZA**	**MALLET-GAUTHIER**	**GIANDOTTI**
10	46.67	56.59	102.00	60.77
20	64.56	73.19	119.44	72.06
50	91.42	98.25	139.19	89.29
100	120.36	123.82	152.44	104.49
1000	221.25	234.13	189.93	172.87

4.1.2 Méthode de GRADEX :

La méthode du GRADEX est considérée comme étant une approche hydro pluviométrique probabiliste inhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de Km² (jusqu'à 5000 Km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial (Guillot, 1980). La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés (Guillot, 1980).

4.1.2.1 Hypothèses de la méthode :

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- Les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- Les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de GUMBEL (GUMBEL, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

4.1.2.2 Remarque :

Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autres bassins voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

4.1.2.3 Etapes de la méthode :

- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe dépendent peu de h (il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).

• Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières.

• Calculer le GRADEX des précipitations.

$$P(mm) = a\mu + b \quad (46)$$

Avec :
μ : variable réduite de GUMBEL.
a : pente de la droite de GUMBEL.

• Ajuster de la série des débits observés à la loi de GUMBEL et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm) = (Q(m^3/s) * 3.6 * n(h))/(S(Km^2)) \quad (47)$$

• Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie.

$$Q(\mu\%) = a\mu + b' \quad * \quad (48)$$

Avec :
a : le GRADEX de la pluie.
μ : variable réduite de GUMBEL (μ= -ln (-ln (F))).
b' = $Q_{10\ ans}$ – a. μ(T=10 ans).
• Tracer la droite de l'équation * sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.
• Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).
• Exprimer ces Q en m3/s par la formule :

$$Q(m^3/s) = (Q(mm) * S(Km^2))/(3.6 * n) \quad (49)$$

• Calcul des débits de pointe :
• Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport « p » égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :
p : coefficient de pointe.

$$p = Qmax/Qmoy \quad (50)$$

$$Qp\ (m^3/s)\ =\ Q\ (m^3/s)\ *\ p \quad (51)$$

4.1.2.4 Application numérique :

• Ajustement de la série pluviométrique Pjmax de la station de « EL-ATTAF » (02-20-01) du bassin voisin à la loi de GUMBEL, en utilisant le logiciel HYFRAN.

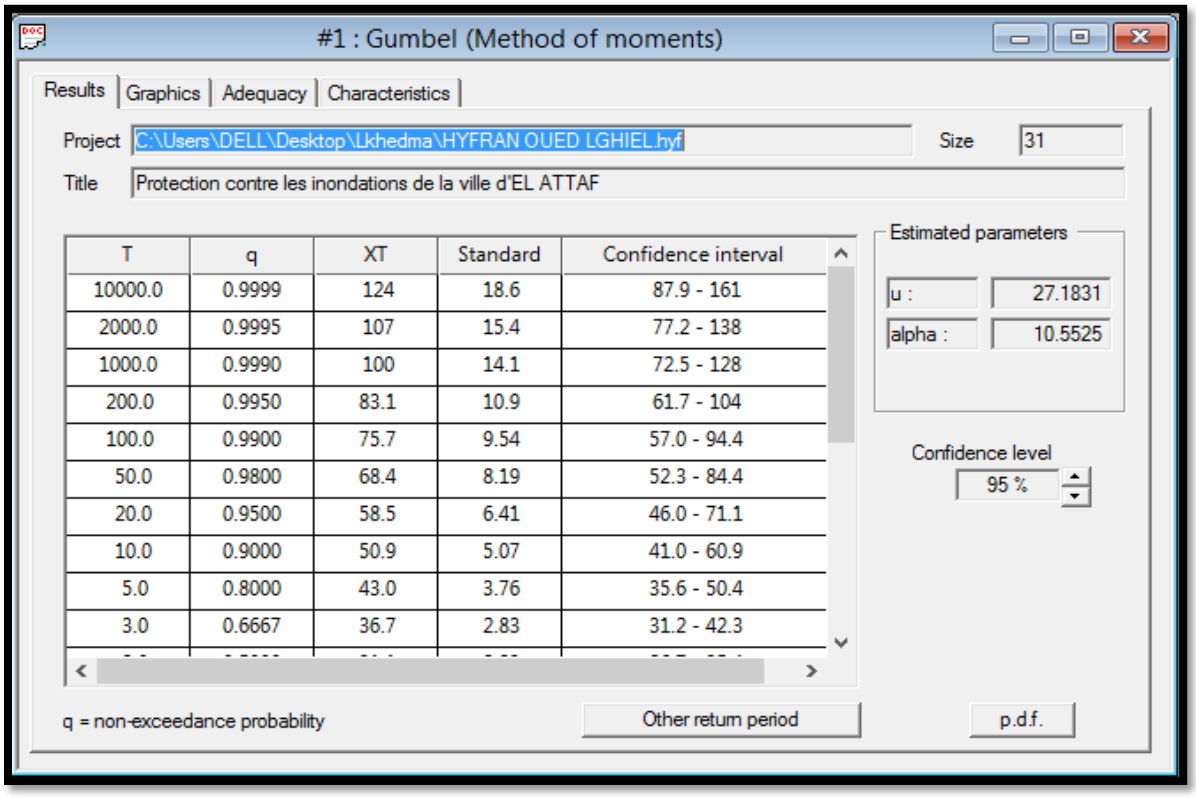


Figure III- 9: La représentation graphique de la loi Gumbel

Les caractéristiques de l'ajustement à une loi de Gumbel des précipitations journalières maximales annuelles données dans le tableau suivant, dont les données hydrométriques enregistrées entre 1981 et 2011.

Tableau III- 41: Les caractéristiques de la loi de Gumbel.

Taille de l'échantillon	31
Moyenne	33.3 mm
Ecart-type	13.5 mm
Paramètre de l'ajustement de Gumbel	10.55
Paramètre de l'ajustement de Gumbel (pente)	27.18

L'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P\ (mm) = 10.55 \times \mu + 27.18 \quad (52)$$

Le GRADEX est donc : a = 10.55 mm

- Après l'examen des enregistrements des crues de la station de « EL-ATTAF » (022001) on a estimé le temps de base par : n=24 heures.
- L'ajustement de la série des débits de la station avoisinante de « EL-ATTAF » (022001) à la loi de GUMBEL nous a donnée : Q_{10ans} = 48.80 m^3/s pour un bassin versant d'une superficie égale à 57.19 km^2.

Alors on exprime le débit décennal en lame d'eau équivalente :

$$R_{10ans}(mm) = \frac{Q_{10ans} \text{ x } 3.6 \text{ x n}}{S} \quad (53)$$

Application numérique :

R_{10ans} = (48.80×3.6×24)/57.19 = 73.72 mm

• On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal

$$Q(\mu\%) = a\mu + b' \quad (54)$$

a : le GRADEX = 10.55 mm

μ : variable réduite de GUMBEL tel que μ_{10ans} =2.25.

b' = R_{10ans} – a. μ_{10ans} = 73.72-10.55× 2.25 = 49.98 mm

Donc : l'équation du débit extrapolé est :

$$Q\mu\% = 10.55\,\mu + 49.98 \quad (55)$$

• On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P jmax, pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s).

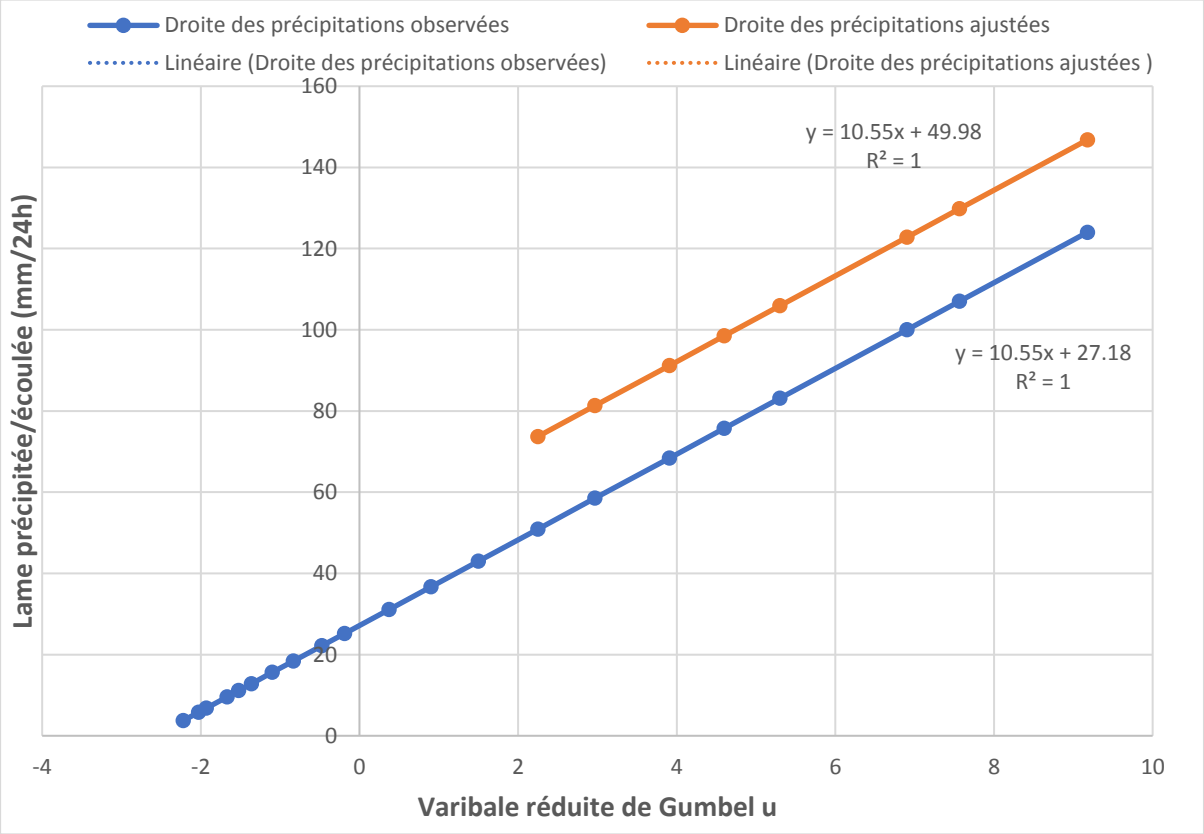


Figure III- 10: Graphe de la méthode de GRADEX

Pour le calcul des débits de pointe ; L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de « EL ATTAF » (022001) nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant : P = Qmax / Qmoy = 3.

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III- 42: Débits de pointe de bassin versant par la méthode GRADEX.

T (ans)	$F_{(x)}$	μ	$Q_{\mu\%}$ [mm/24h]	Q_T (m^3/s)	Q_P (m^3/s)
10	0.900	2.25	73.70	19.52	48.80
20	0.950	2.97	81.30	21.55	62.13
50	0.980	3.90	91.20	24.17	71.03
100	0.990	4.60	98.50	26.10	77.70
200	0.995	5.30	105.90	28.06	84.34
1000	0.999	6.91	122.80	32.54	99.73

Interprétation :

Afin de choisir le débit de pointe optée on fait une comparaison entre les valeurs de débit déterminé par la formule empirique de TURRAZA et celle trouve par la méthode de GRADEX.

Tableau III- 43: Les débits calculés par la méthode de GRADEX et la formule de TURRAZA

T (ans)	TURRAZA (m^3/s)	GRADEX (m^3/s)
10	56.59	48.80
20	73.19	62.13
50	98.25	71.03
100	123.82	77.70

Interprétation :

Le débit centennal calculé par la méthode de GRADEX est inférieur au débit centennal calculé par la formule empirique de TURAZZA, donc nous optons pour les valeurs obtenues par la méthode du TURAZZA pour une période de retour de 100 ans.

4.1.3 Hydrogramme de crues :

L'hydrogramme de crues est une identité de la crue, il détermine les caractéristiques suivantes :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximal (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, il faut suivre la méthode de Sokolovsky qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de décrue.

4.1.3.1 Temps de montée :

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{T_m}\right)^2 \quad (56)$$

Avec :

T_m : Temps de montée (h), T_m=T_c (pour les petits bassins versants).

T_c : Temps de concentration (h).

Q_{max} : Débit maximal (m^3/s).

Q_m : Débit instantané de montée (m^3/s).

4.1.3.2 Temps de décrue :

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{T_b - t}{T_d}\right)^3 \quad (57)$$

$$T_b = T_d + T_m \quad (58)$$

Avec :
T_m : Temps de montée (h).
T_d : Temps de décrue (h).
T_b : Temps de base de la crue (h).
Q_{max} : Débit maximal (m^3/s).
Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s).
Pour les crues d'avers, cette méthode prend :

$$T_d = \delta * T_m \quad (59)$$

Où δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme des crues.

Tableau III- 44: Coefficients de forme de l'hydrogramme des crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2.0-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de li majeur normales.	3.0-4.0
Grands et moyens cours d'eau avec terrasses de débordements étendus.	4.0-7.0

On prend : $\delta = 2$

Représentation des débits de crues en fonction du temps :
Tableau III- 45: Valeurs des débits des crues en fonction du temps.

t (min)	$Q_{20\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)
0	0	0	0	0	0
60	5.835	6.343	7.445	8.002	13.875
120	11.224	15.421	20.840	25.013	50.093
180	28.004	35.447	46.390	61.179	120.459
240	50.896	61.683	82.360	105.051	206.371
300	58.900	74.130	100.750	128.830	240.823
360	42.291	56.249	77.289	98.597	160.72
420	28.056	38.785	50.338	64.796	140.501
480	17.076	23.616	33.766	40.215	125.921
540	10.231	12.618	20.442	23.642	53.730
600	8.402	9.668	10.234	11.867	22.675
660	4.472	4.643	5.011	6.678	11.506

720	2.314	2.418	2.642	3.863	6.971
780	0.854	0.881	0.938	1.511	1.796
840	0.311	0.321	0.342	0.551	0.655
900	0	0	0	0	0

Le tableau suivant nous montre les catégories des dommages :

Tableau III- 46: Crue de projet recommandé.

Catégorie des dommages		**Crues de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle**
Elevés	- Perte de vies. - Dommages considérables.	1/100000 à 1/10000
Importants	- Pas de pertes de vies. - Dommages Importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles :	- Pas de perte de vies. - Dommages légers.	1/1000 à 1/100

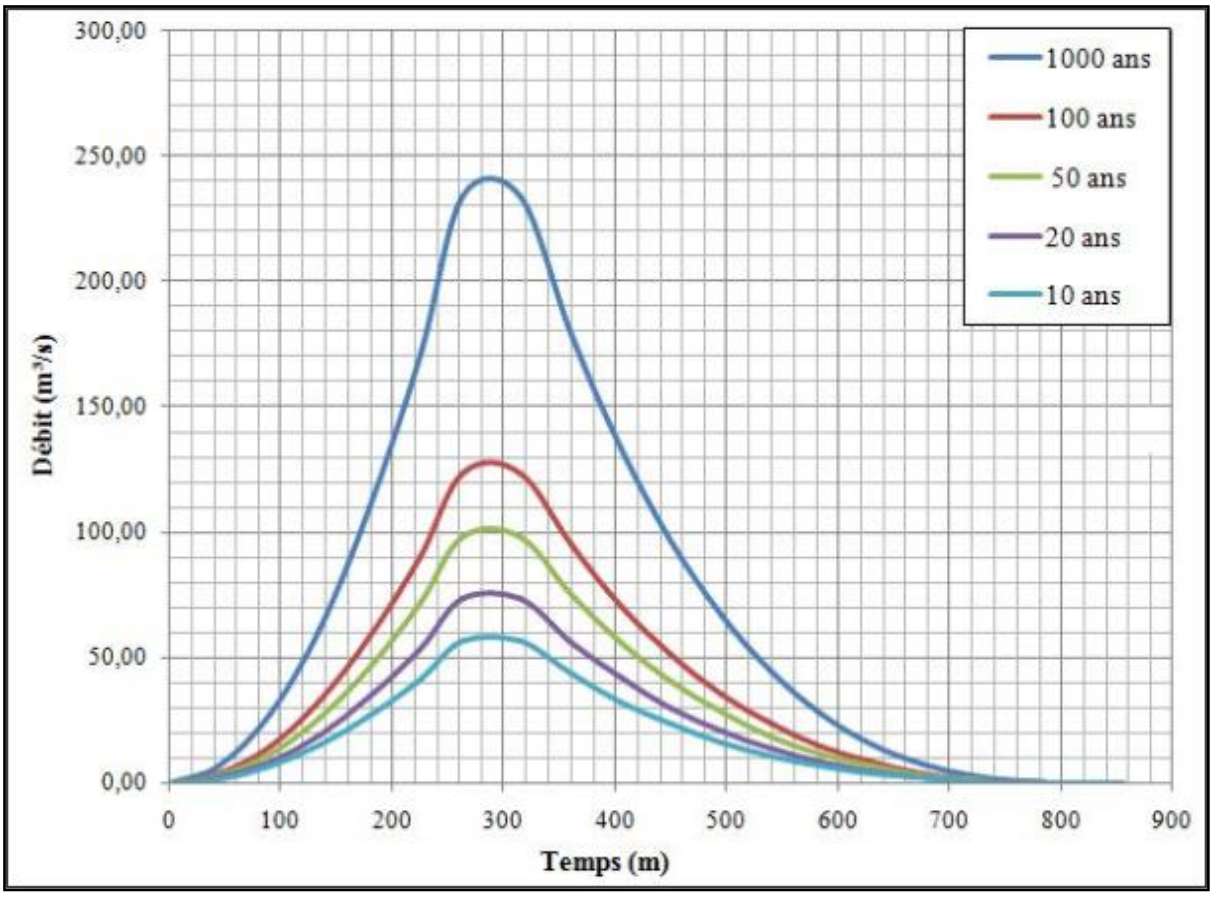


Figure III- 11: L'hydrogramme des crues.

On opte pour une période de retour de 100 ans. Donc le débit de pointe est de Q=123.82 m^3/s

5 Conclusion :

L'établissement de ce chapitre a pour but le calcul des caractéristiques du bassin versant qui influence le cours d'eau ainsi que l'estimation du débit de crue centennal afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation de l'Oued. Les résultats obtenus des calculs effectués sont :

- L'ajustement des séries de pluies suit la loi de Gumbel.
- Le débit de crue retenu est celui estimé par la formule empirique de TURRAZA à $Q_{100ans} = 123{,}82\ m^3/s$.

CHAPITRE IV :

Diagnostic et modélisation du cours d’eau non aménagé.

1 Introduction :

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux. Ensuite on décrit l'état général de l'oued afin de modéliser un écoulement réel à surface libre du cours d'eau.

Notre objectif est d'avoir le comportement des lames d'eaux correspondantes aux différents débits issus de l'étude hydrologique pour être utilisées dans la détermination des zones inondables et par la suite, pour mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau répondant aux exigences bien définies.

2 Généralités (Graf et al, 1993) :

2.1 Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une interface libre entre l'aire et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

2.2 Canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Ils peuvent être des canaux naturels ou artificiels, caractérisés par une pente « i » et un coefficient de rugosité « n ». (Degoutte, G., 2006).

2.2.1 Canaux Naturels :

Ce sont les canaux qui existent naturellement en terre, tel que les rivières, les fleuves et les torrents. Ces canaux ont des caractéristiques géométriques et hydrauliques généralement irrégulières.

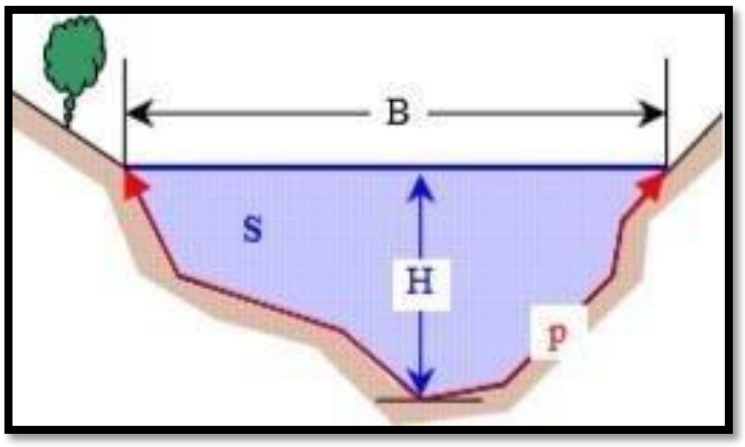


Figure IV- 1: Canal naturel à ciel ouvert.

2.2.1.1 Section d'écoulement (ou section mouillée) « Sm » :

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

2.2.1.2 Périmètre mouillé « Pm » :

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

2.2.1.3 Largeur au miroir « B » :

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

2.2.1.4 Tirant d'eau « H » :

Profondeur maximale d'une section d'écoulement.

2.2.2 Canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. (Degoutte, G., 2006)

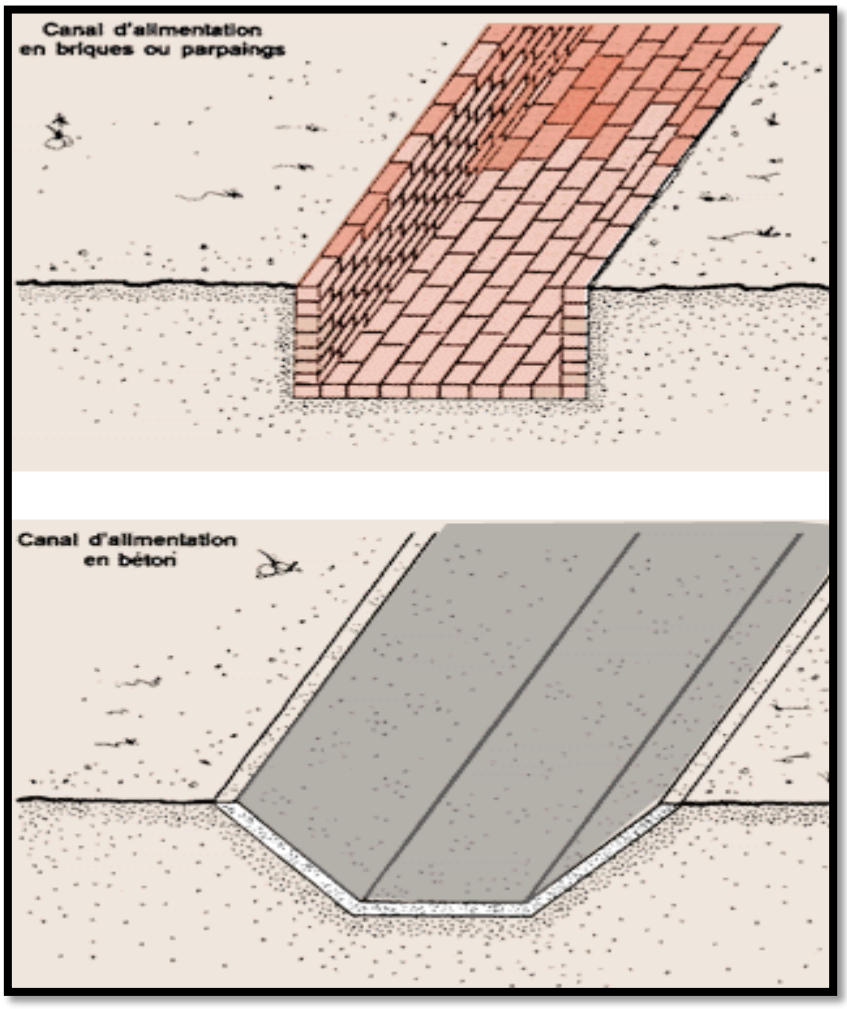


Figure IV- 2 : Canaux artificiels à ciel ouvert.

2.3 Types d'écoulement

2.3.1 Variabilité dans le temps

Les types d'écoulement qu'on peut avoir en hydraulique fluvial sont comme suit :

2.3.2.1 Ecoulement permanent :

L'écoulement est dit permanent si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient lentement avec le temps, c.-à-d. :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \qquad (60)$$

Il se divise en :

- Uniforme
- Non uniforme

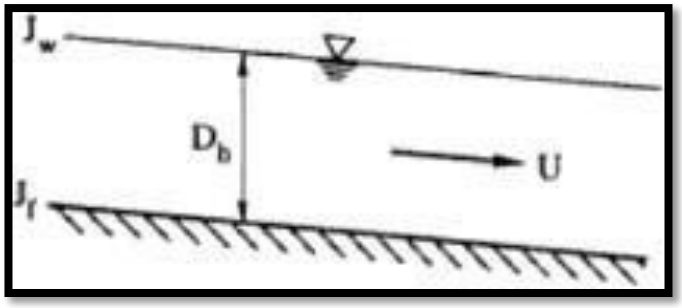


Figure IV- 3: Schéma d'un écoulement permanant.

2.3.2.2 Ecoulement non permanent :

L'écoulement et non uniforme si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient avec le temps, c.-à-d. :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \qquad (61)$$

Il se divise en :

- Uniforme
- Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement variée.

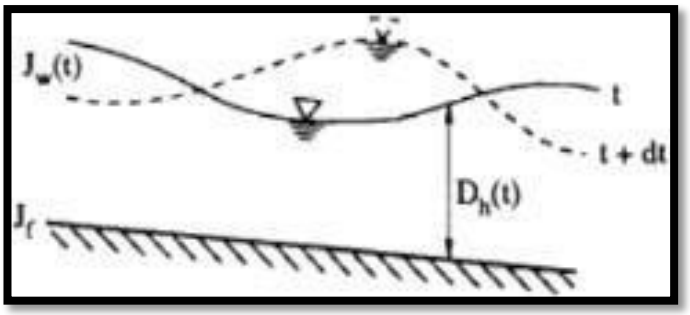


Figure IV- 4: Schéma d'un écoulement non permanant.

2.3.2 Variabilité dans l'espace

2.3.2.1 Ecoulement uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0 \tag{62}$$

2.3.2.2 Ecoulement non uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq 0 \tag{63}$$

2.3.2.2.1 Ecoulement non uniforme graduellement varié :

Régime d'écoulement où la variation de la hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si « x » désigne une longueur d'écoulement et « h » une variation de hauteur.

2.3.2.2.2 Ecoulement non uniforme rapidement varié :

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

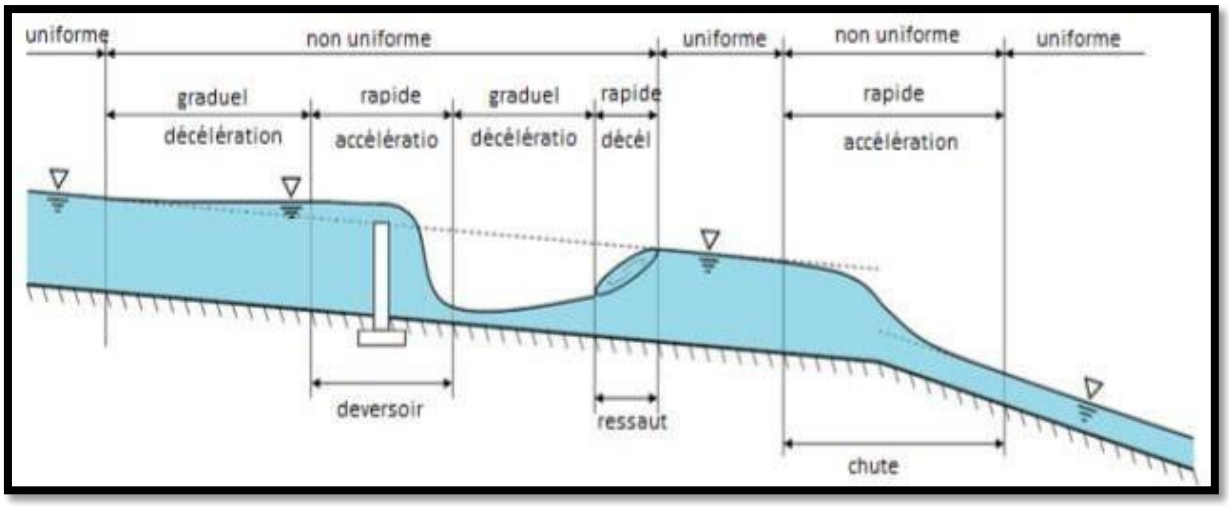


Figure IV- 5: Schéma illustratif des différents types d'écoulement.

2.3 Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement :

- Écoulement fluviale.
- Écoulement torrentiel.

La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. (GRAF.W.H and ALTINAKAR.M. S ; 1993, Hydraulique Fluviale) :

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^2 L}{g S^3}} \tag{64}$$

Il s'écrit aussi :

$$F_r = V\sqrt{(g * Y_m)} \tag{65}$$

Avec :

Y_m : le tirant d'eau moyen dans la section (m).

Lorsque :

- Fr = 1 : le régime est critique.
- Fr < 1 : le régime est fluvial.
- Fr > 1 : le régime est torrentiel.

La notion du régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

Lorsque :

- Yn<Yc : écoulement uniforme torrentiel.
- Yn>Yc : écoulement uniforme fluvial.

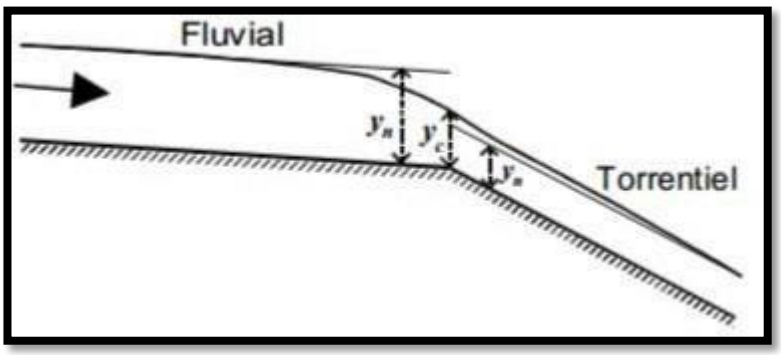


Figure IV- 6: Passage du régime fluvial au régime torrentiel.

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former quatre autres régimes, le nombre de Reynolds.

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$R_e = \frac{V * h}{v} \tag{66}$$

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

- Re < 500 : écoulement laminaire.
- Re < 2000 : écoulement turbulent.
- 500 < Re < 2000 : écoulement de transition

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- Fr < 1, Re < 500 : écoulement fluvial-laminaire.
- Fr < 1, Re > 2000 : écoulement fluvial-turbulent.
- Fr > 1, Re < 500 : écoulement torrentiel-laminaire.
- Fr > 1, Re > 2000 : écoulement torrentiel-turbulent.

3 Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé :

3.1 Modélisation de l'écoulement :

3.1.1 Présentation du logiciel HEC-RAS :

Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux tout en prenant en compte des phénomènes d'influence aval. Les données d'entrée se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, conduites, …), les découpages en bassins versant (débit d'apport, …) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique**. U.S. Army Corps of Engineers (2010a, b)**.

Les calculs des différents paramètres hydrauliques effectués par le logiciel Hec-Ras sont basés sur les équations d'hydraulique à surface libre (Saint-Venant 1D, Manning Strickler...).

3.1.2 Etapes de simulation par HEC-RAS :

Avant de commencer il faut créer un nouveau projet qui consiste à choisir un nom, un titre et l'emplacement du fichier.

3.1.2.1 Modélisation de la rivière (données géométriques) :

La modélisation de la rivière consiste à définir la géométrie des oueds étudiés tel que les sections en travers (largeur, profondeur…), et les données d'ouvrages d'art ou hydraulique existants (pont, déversoir …).

Les sections transversales ont été tirées à partir du levé topographique à l'aide de l'outil HECGEO-RAS dans ARCGIS, où nous avons définis les différents axes de chaque

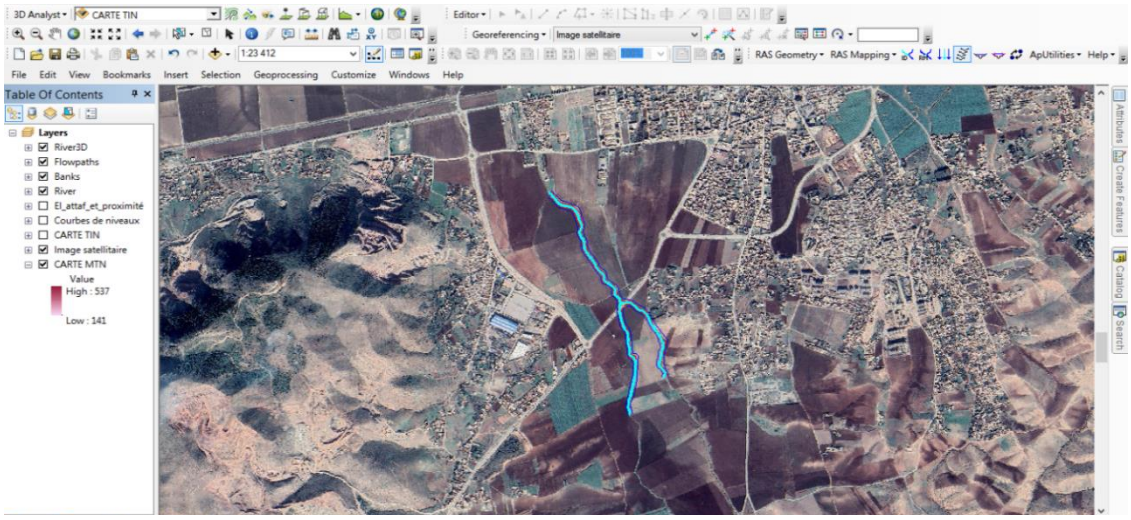


Figure IV- 7: Digitalisation des oueds par HECGEO-RAS.

oued ainsi que leurs rives gauches et droites. Ensuite nous avons procédé à une tabulation automatique, dont nous avons fixé les équidistances entre deux sections transversales à 100

m, et la largeur d'une section transversale à 50m. A la fin les sections transversales ont été exportées automatiquement à HEC-RAS.

3.1.2.2 Données hydrométriques et conditions aux limites :

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrée pour chaque oued et les conditions aux limites tel que le coefficient de Manning et la hauteur critique pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section de chaque oued.

Vue l'absence des informations (courbe débit-hauteur), nous devions choisir la hauteur critique comme condition aux limites d'où le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.

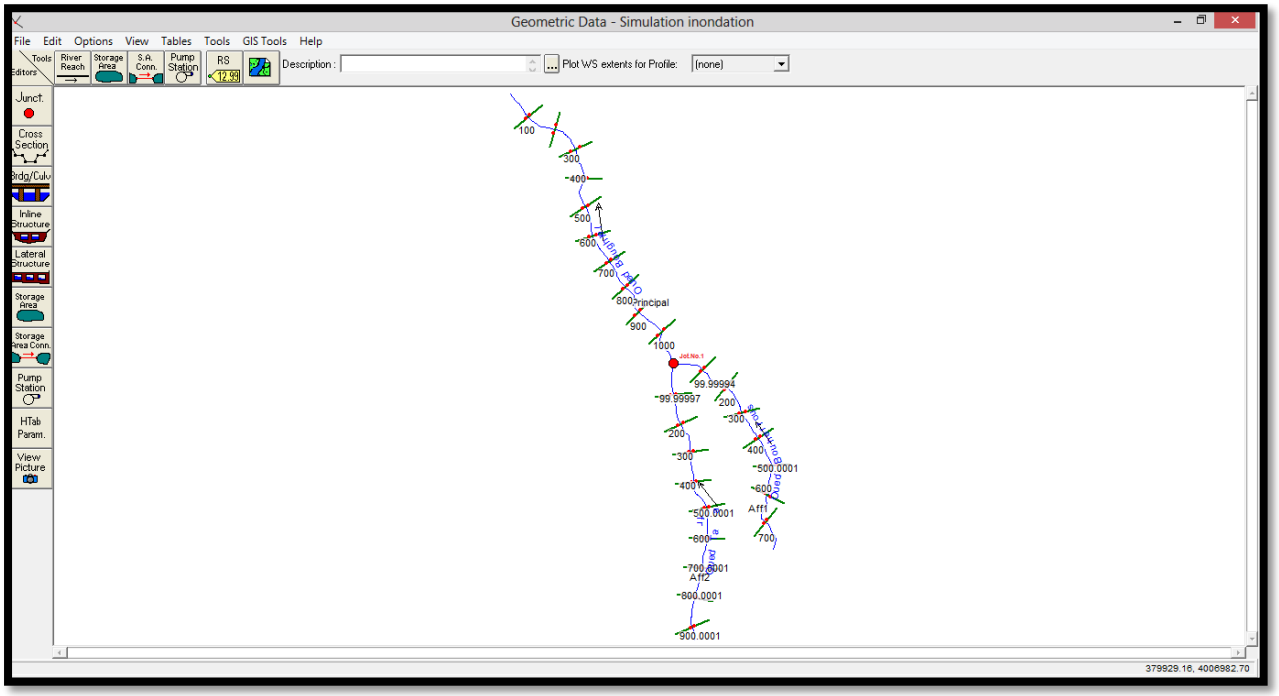


Figure IV- 8 : Tracés des oueds.

3.1.2.3 Simulation :

Après avoir introduire les données géométriques, hydrométrique et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour effectuer le calcul. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

3.1.2.4 Résultat de la simulation :

Le plan des cours d'eau en trois dimensions et leurs profils en longs du modèle géométrique sont présentés sur les figures ci-dessous :

7.1.1.1 Les zones inondables

Après la simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS, dans le but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation des zones inondables.

On remarque les différentes sections dans les figures qui suivent :

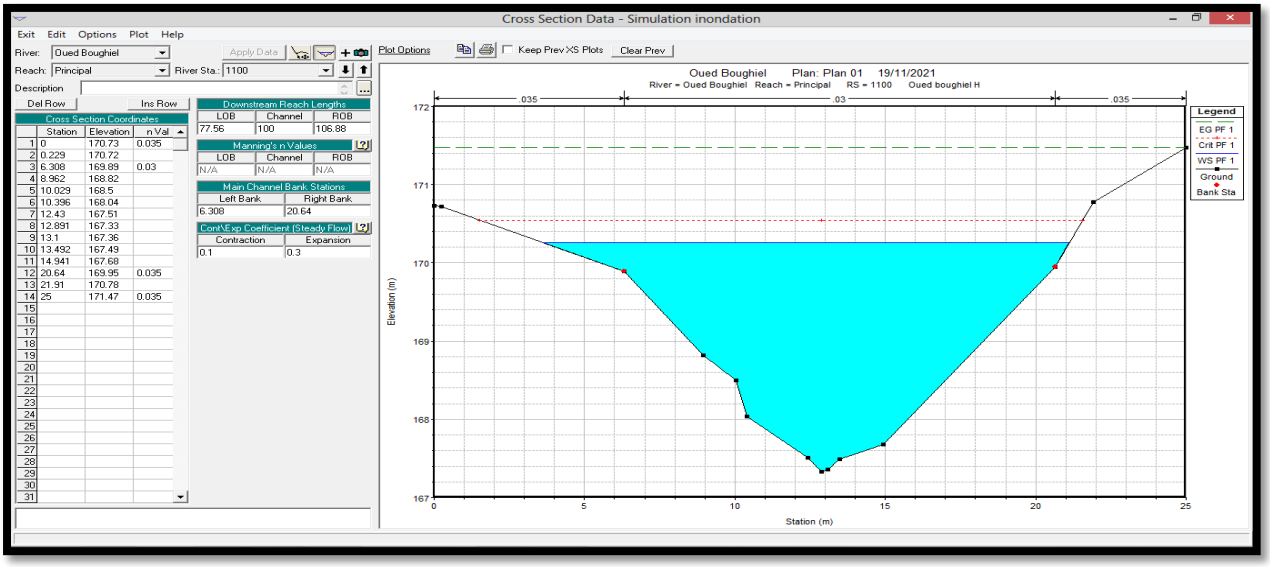


Figure IV- 98 : Section en travers S1100 de Oued Boughiel

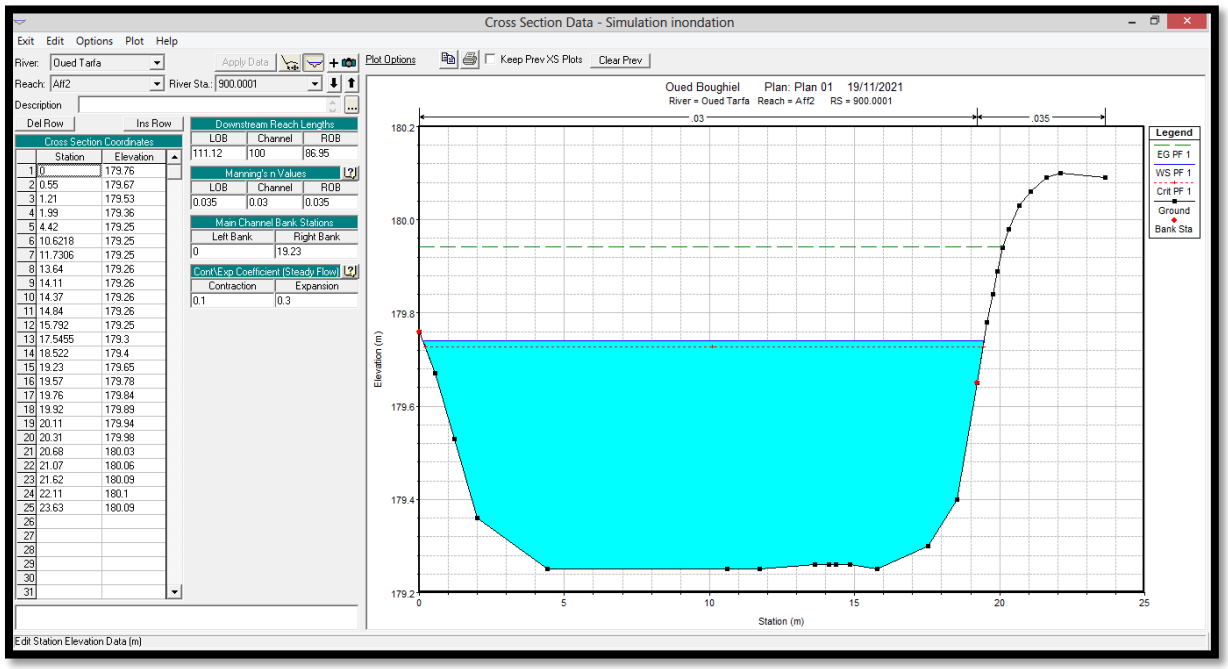


Figure IV- 10 : Section en travers S900 de Tarfa.

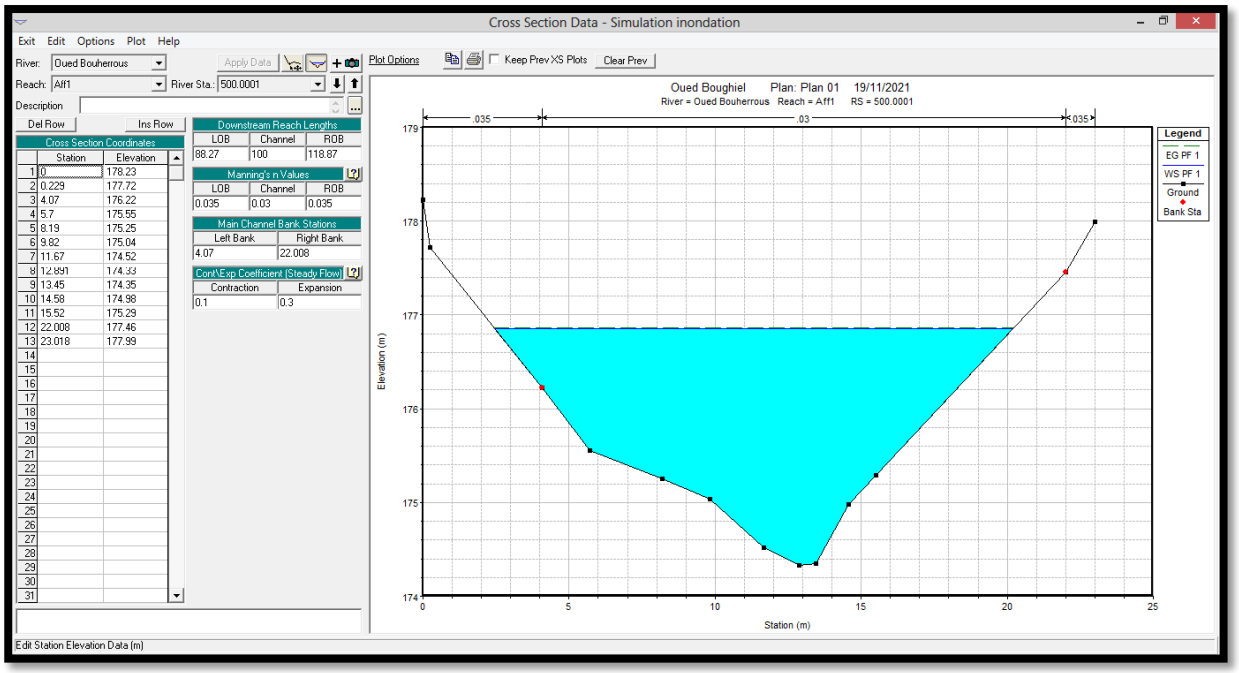


Figure IV- 11 : Section en travers S500 de Bouherrous.

Interprétation :

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers, nous remarquons que l'oued est inondé sur toute sa longueur, selon les paramètres suivants :

- Oued Boughiel :

• La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.34 et 3.18 m/s.

• La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0.13 et 1,20.

- Oued Bouherrous :

• La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.31 et 1.53 m/s.

• La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0.07 et 0.99.

- Oued Tarfa :

• La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.17 et 1.97 m/s.

• La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0.44 et 1,69.

4 Conclusion :

D'après les résultats obtenus par HEC-RAS, on remarque à travers les sections qu'il y a des débordements, ce qui nous ramène à proposer un aménagement qui est nécessaire pour la protection humaine, des biens et de l'environnement.

CHAPITRE V :

Etude des variantes

Et

Calculs hydrauliques

.

1 Introduction :

Le but de cette étude est de sélectionner les meilleures solutions d'aménagement après la proposition des différentes variantes sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents.

2 Principe d'aménagement :

2.1 Les types d'aménagements :

2.1.1 Reprofilage

Modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à uniformiser sa pente, modifiant la zonation du profil en long. Ce type d'opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit. (AFB.2018)

2.1.2 Curage :

Il s'agit de nettoyer le cours d'eau des sédiments, pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

2.1.3 Protection des berges

Suite à une crue importante les berges de l'oued seront soumises à des courants perturbateurs d'eau, ces derniers provoquent le transport de quelques parties de terre, ainsi le glissement de terre due aux infiltrations des eaux après la crue, cela nécessite des ouvrages qui maintiennent la stabilité des terres.

2.1.4 Réalisation des canaux

Il s'agit de régénérer le couloir d'oued avec des différents matériaux de différentes structures.

2.2 Les formules de dimensionnement des canaux

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S i^{\frac{1}{2}} \tag{67}$$

Où les différents paramètres sont :

Q : Débit de dimensionnement (m^3/s).

n : Rugosité du canal.

S : Section mouillée du canal en (m^2).

P : Périmètre mouillée (m).

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

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S}{P} \tag{68}$$

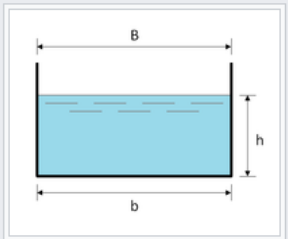
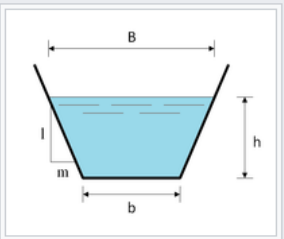
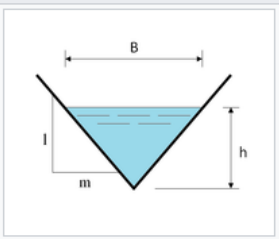
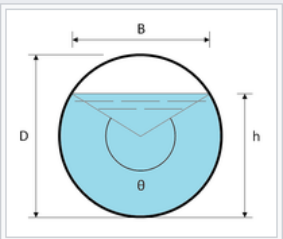
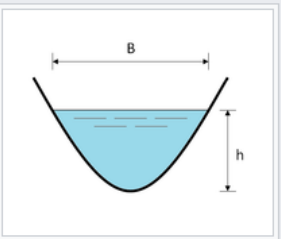
	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D-h)}$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b+mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre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

Figure V- 1: Géométrie des différentes sections immergées dans un canal.

2.3 Choix des paramètres de dimensionnement

2.3.1 La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique.

2.3.2 Le coefficient de rugosité

La rugosité du canal dépendante de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V- 1: Valeurs de coefficient de rugosité (Table de rugosité de Manning)

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité « n »
Canal en gabion	0.030
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal à revêtement en béton	0.014

2.3.3 Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée 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 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 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 (Degoutte, 2008).

3 Etude des variantes :

Les variantes proposées pour l'aménagement des oueds sont :

- Un canal trapézoïdal en béton armé.
- Un canal rectangulaire.
- Un canal en gabion.
- Un canal mixte.

3.1 Canal trapézoïdal en béton armé

La forme trapézoïdale est choisie car elle représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux, le champ d'écoulement est maximum, et parce qu'elle présente un profil plus stable.

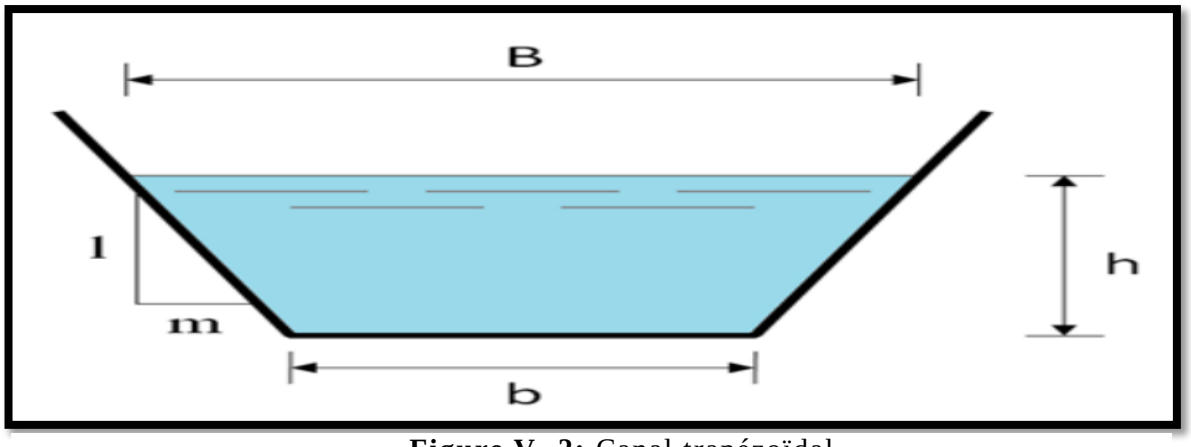


Figure V- 2: Canal trapézoïdal.

3.1.1 Dimensionnement

Les dimensions des canaux trapézoïdaux en béton armés de chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V- 2: Dimensionnement de l'aménagement (Canal trapézoïdal en béton armé).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)	Valeur de « n »
1	H1	H8	84.65	0.324	4.5	3.5	1.50	0.014
2	H8	H17	238.45	0.277	4.2	4.0	1.00	0.014
3	H17	H49	800.80	0.254	4.5	3.5	1.50	0.014

3.1.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V- 3: Paramètres d'écoulement de la variante (canal trapézoïdal en béton armé).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Régime
1	123.82	6.75	2.36	18.35	12.77	1.44	1.69	Torrentiel
2	123.82	6.90	2.72	17.92	12.03	1.49	1.34	Torrentiel
3	123.82	6.75	2.36	18.35	12.77	1.44	1.69	Torrentiel

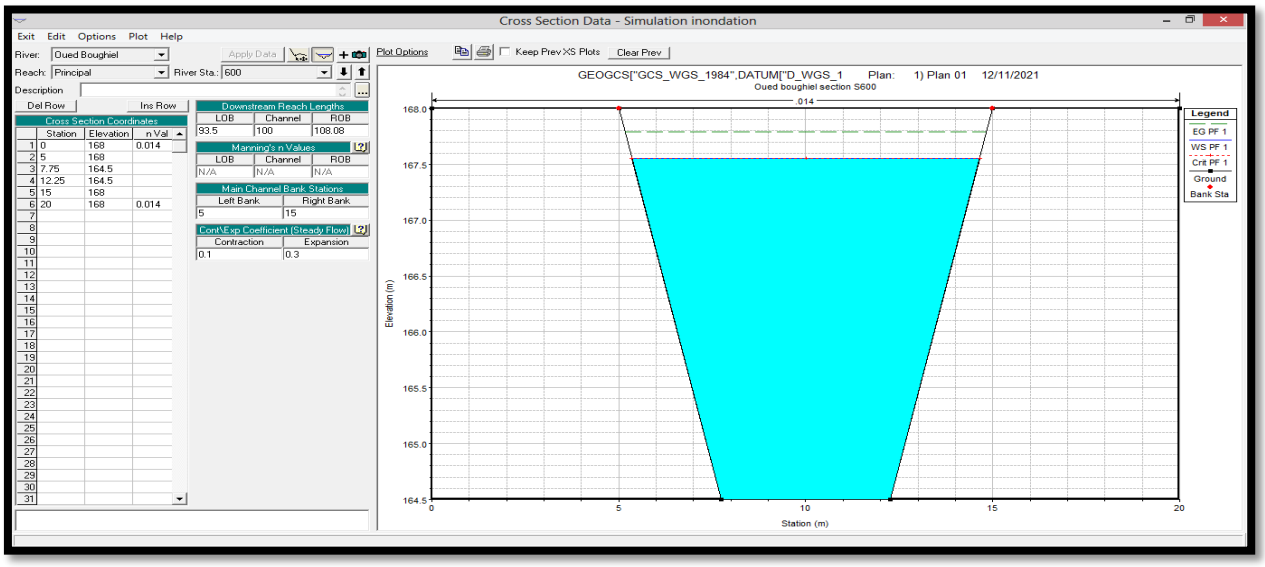


Figure V- 3 : Section en travers S600 en canal trapézoïdale en béton.

3.1.3 Estimation du coût de la variante :

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour le béton armé, pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10cm. Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V- 4: Devis de la variante (canal trapézoïdal en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	29735	250	7 433 750
Remblai	m^3	9578	600	5 746 800
Béton de propreté	m^3	1889	8000	6 128 520
Béton armé	m^3	3135	35000	109 725 000
Montant total				129 034 070

3.2 Canal rectangulaire :

L'aménagement consiste en une projection d'un canal de forme rectangulaire couvert en béton armé.

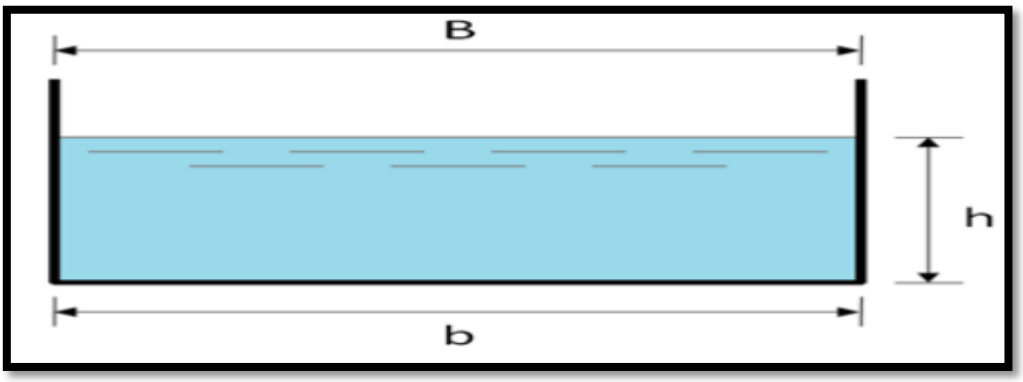


Figure V- 4 : Canal rectangulaire.

3.2.1Dimensionnement :

Les dimensions des canaux rectangulaires en béton armé de chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V- 5: Dimensionnement de l'aménagement (Canal rectangulaire en béton armé).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur (m)	Hauteur du canal (m)	Valeur de « n »
1	H1	H8	84.65	0.324	4	2.2	0.014
2	H8	H17	238.45	0.277	4	2.3	0.014
3	H17	H49	800.80	0.254	4	2.4	0.014

3.2.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V- 6: Paramètres d'écoulement de la variante (canal rectangulaire en béton armé).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Régime
1	123.82	14.07	2.06	8.24	8.12	1.01	1.88	Torrentiel
2	123.82	13.46	1.98	7.92	7.96	0.99	1.85	Torrentiel
3	123.82	12.90	1.80	7.20	7.60	0.95	1.60	Torrentiel

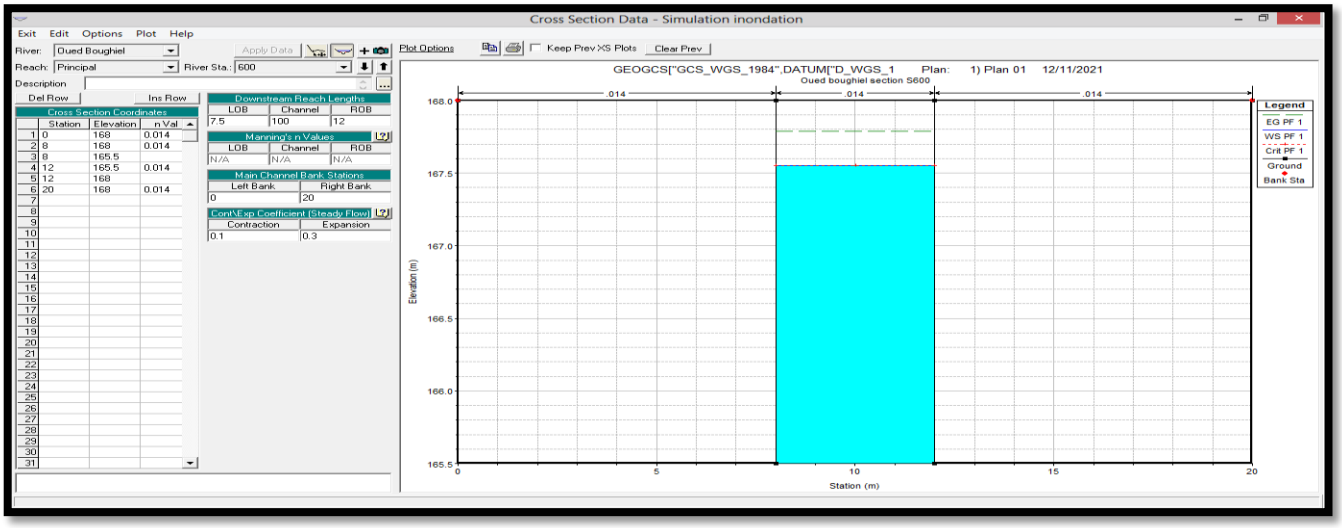


Figure V- 5: Section en travers S600 en canal rectangulaire en béton.

3.2.3 Estimation du coût de la variante :

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour le béton armé, pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10cm. Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V- 7: Devis de la variante (canal rectangulaire en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	13445	250	3 361 250
Remblai	m^3	800	600	480 000
Béton de propreté	m^3	966	8000	7 728 000
Béton armé	m^3	1501	35000	52 535 000
Montant total				64 104 250

3.3 Canal en gabion :

Les matelas en gabion sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courants sont (2.0×1.0×0.5) et (2.0×1.0×1.0). Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale, les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

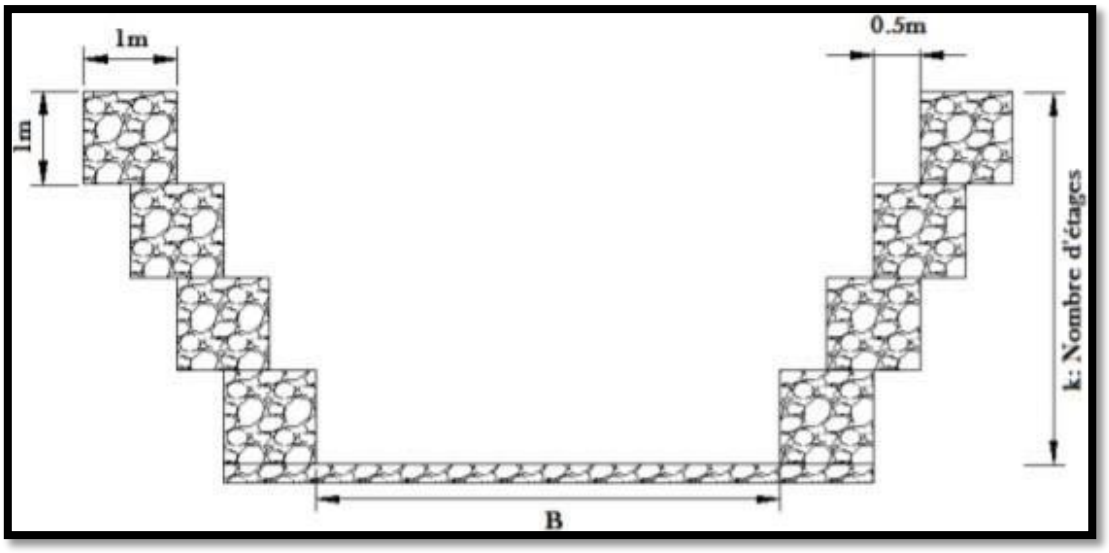


Figure V- 6 : Canal en gabion.

3.3.1 Dimensionnement :

Les dimensions des canaux en gabion de chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V- 8: Dimensionnement de l'aménagement (Canal en gabion).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Valeur de « n »
1	H1	H8	84.65	0.324	4	3	0.025
2	H8	H17	238.45	0.277	4	3	0.025
3	H17	H49	800.80	0.254	4	3	0.025

3.3.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V- 9 : Paramètres d'écoulement de la variante (canal en gabion).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Régime
1	123.82	8.26	1.55	Torrentiel
2	123.82	7.50	1.41	Torrentiel
3	123.82	6.62	1.34	Torrentiel

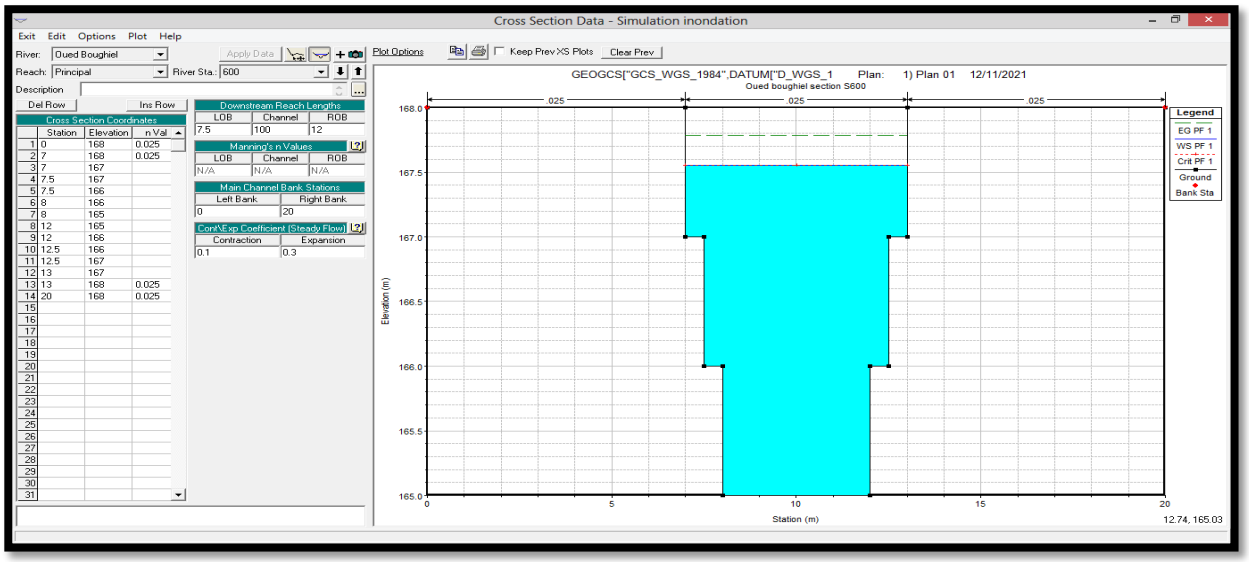


Figure V- 7 : Section en travers S600 en gabion.

3.3.3 Estimation du coût de la variante :

Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V- 10: Devis de la variante (canal en gabion).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	20230	250	5 057 500
Remblai	m^3	2468	600	1 480 800
Gabion	m^3	28600	4500	128 700 000
Montant total				135 238 300

3.4 Canal mixte :

Cette variante se compose de deux parties. La partie qui traverse la ville sera un canal rectangulaire en béton armé et l'autre partie sera un canal en gabion.

3.4.1 Dimensionnement :

Les dimensions des canaux en gabion de chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V- 11: Dimensionnement de l'aménagement (Canal mixte).

Tronçon	Section de départ	Section d'arrivée	Longueur (m)	Pente (%)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus (m)	Valeur de « n »
1	H1	H8	84.65	0.324	4.5	3.5	1.50	0.014
2	H8	H17	238.45	0.277	4	3	/	0.025
3	H17	H49	800.80	0.254	4.5	3.5	1.50	0.014

3.4.2 Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V- 12: Paramètres d'écoulement de la variante (canal mixte).

Tronçon	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Régime
1	123.82	6.75	2.36	18.35	12.77	1.44	1.69	Torrentiel
2	123.82	7.50	/	/	/	/	1.41	Torrentiel
3	123.82	6.75	2.36	18.35	12.77	1.44	1.69	Torrentiel

3.4.3 Estimation du coût de la variante :

On opte pour une épaisseur de 15 cm pour le béton armé, pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 10cm. Le tableau suivant résume les coûts de la variante :

Tableau V- 13: Devis de la variante (canal mixte).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	29025	250	7 256 250
Remblai	m^3	3687	600	2 212 200
Béton de propreté	m^3	998	8000	7 984 000
Béton armé	m^3	2454	35000	85 890 000
Gabion	m^3	4767	4500	21 451 500
Montant total				124 793 750

4 Choix de la variante de l'aménagement :

4.1 Critère d'évaluation :

Le choix de la variante va se faire selon plusieurs critères :

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

- **Difficultés de réalisation :** correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- **Enjeux environnementaux :** ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuelles.
- **Durabilité :** correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- **Entretien :** correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- **Coût :** correspond à l'appréciation du coût de construction.

4.2 Le choix de la variante :

Les quatre variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier et surtout esthétique convenable à l'aménagement en canal trapézoïdale en béton fait préalablement pour les deux affluents de Oued Boughiel, c.-à-d. Oued Tarfa et Oued Bouherrou, donc la variante retenue : canal trapézoïdale en béton armé.

5 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, quatre variables ont été proposées pour la protection de la zone agricole contre les inondations. Par la suite, une étude technico-économique a été élaborée pour le choix le plus convenable.

CHAPITRE VI :

Organisation de chantier.

1 Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'ouvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Organiser un chantier revient donc à calculer tous les éléments ventilés en temps et de prendre toutes les mesures pour que la réalisation du projet se fasse :

- En conformité avec le projet.
- De bonne qualité.
- Au moindre délai.
- Au moindre coût.
- Sans accidents humains.

2 Organisation de chantier :

2.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier :

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

2.1.1 Le maitre de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre, et assure le financement.

2.1.2 Le maitre d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maitre d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution.

2.1.3 L'entreprise :

C'est la réunion des moyens mobiles et immobiles et du personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux.

2.1.4 L'entrepreneur :

C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maitre d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.

2.2 Exécution des travaux:

Les principales opérations à exécuter dans notre projet :

- Installation du chantier.
- Décapage de la terre végétale et ouverture de piste.
- Excavation de la tranchée.
- Compactage.
- Mise en œuvre de gabion.

- Le bétonnage.
- Déménagement du chantier.

2.3 Moyens matériels du chantier :

Le matériel du chantier est décrit dans le tableau suivant :

Tableau VI- 1 : Engins utilisés

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	• Dozers • Camions • Pelles • Chargeurs	Enlever les obstacles et la couche d'herbe
Terrassement	• Pelles • Niveleuse • Camions • Dozers • Chargeurs • Dumpers	Donner la forme du canal
Compactage	• Compacteurs à pieds de mouton • Tous types de compacteurs	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement

2.4 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements.
- Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

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

Tableau VI- 2: Devis des différents travaux

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	29735	250	7 433 750
Remblai	m^3	9578	600	5 746 800
Béton de propreté	m^3	1889	8000	6 128 520
Béton armé	m^3	3135	35000	109 725 000
Montant total				129 034 070

3 Planification :

3.1 Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

3.2 Les étapes de la planification :

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

3.2.1 Collection des informations :

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

3.2.2 Décomposition du projet en tâches :

Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.

3.2.3 Prévoir la relation entre les opérations :

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

3.2.4 Attribution des durées :

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

$$T = \frac{Q}{N * R} \quad (69)$$

Avec :
T : temps de réalisation en heures.
Q : quantité de travail en (m3, m2, m…) ;
N : La norme de travail, on prend N =7 h/j ;
R : rendement de travail.

3.3 Les techniques de planification :

Il existe deux méthodes principales de planification :

3.3.1 Méthodes basées sur le réseau :

3.3.1.1 Définition :

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

On distingue deux types de réseaux :

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

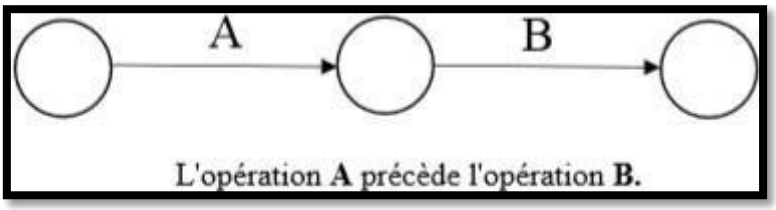


Figure VI- 1: Réseau à flèche.

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



Figure VI- 2: Réseau à nœuds.

L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complétement achevée.

3.3.1.2 Construction du réseau :

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

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

3.3.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :

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

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

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

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

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

3.3.2 Méthodes basées sur le graphique :

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

3.3.2.1 Les étapes de la planification :

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

- **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.
- **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

3.3.3 Choix de la méthode de calcul :

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

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

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

DCP	t_r
DFP	DCPP
DFPP	MT

Figure VI- 3: Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Avec :

tr : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

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

$$DFP = DCP + tr \qquad \text{et} \qquad DCPP = DFPP - tr$$

3.3.3.2 Chemin critique :

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

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

3.3.4 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).

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation du 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- 3: Liste des opérations et leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur les tronçons 1 et 2	B	60
Compactage des tronçons 1 et 2	C	35
Exécution de lit du béton de propreté sur les tronçons 1et 2	D	15
Exécution de béton armé pour les canaux sur les tronçons 1 et 2	E	15
Travaux de terrassement sur les tronçons 3	F	30
Compactage des tronçons 3	G	75
Exécution de lit du béton de propreté sur les tronçons 3	H	45
Déménagement du chantier	I	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qui précède :

Tableau VI- 4: Succession des taches.

Opération	Précède	Durée (Jours)
A	B	15
B	C	60
C	D, E	35
D	G	15
E	F	15
F	G	30
G	H	75
H	I	45
I	/	15

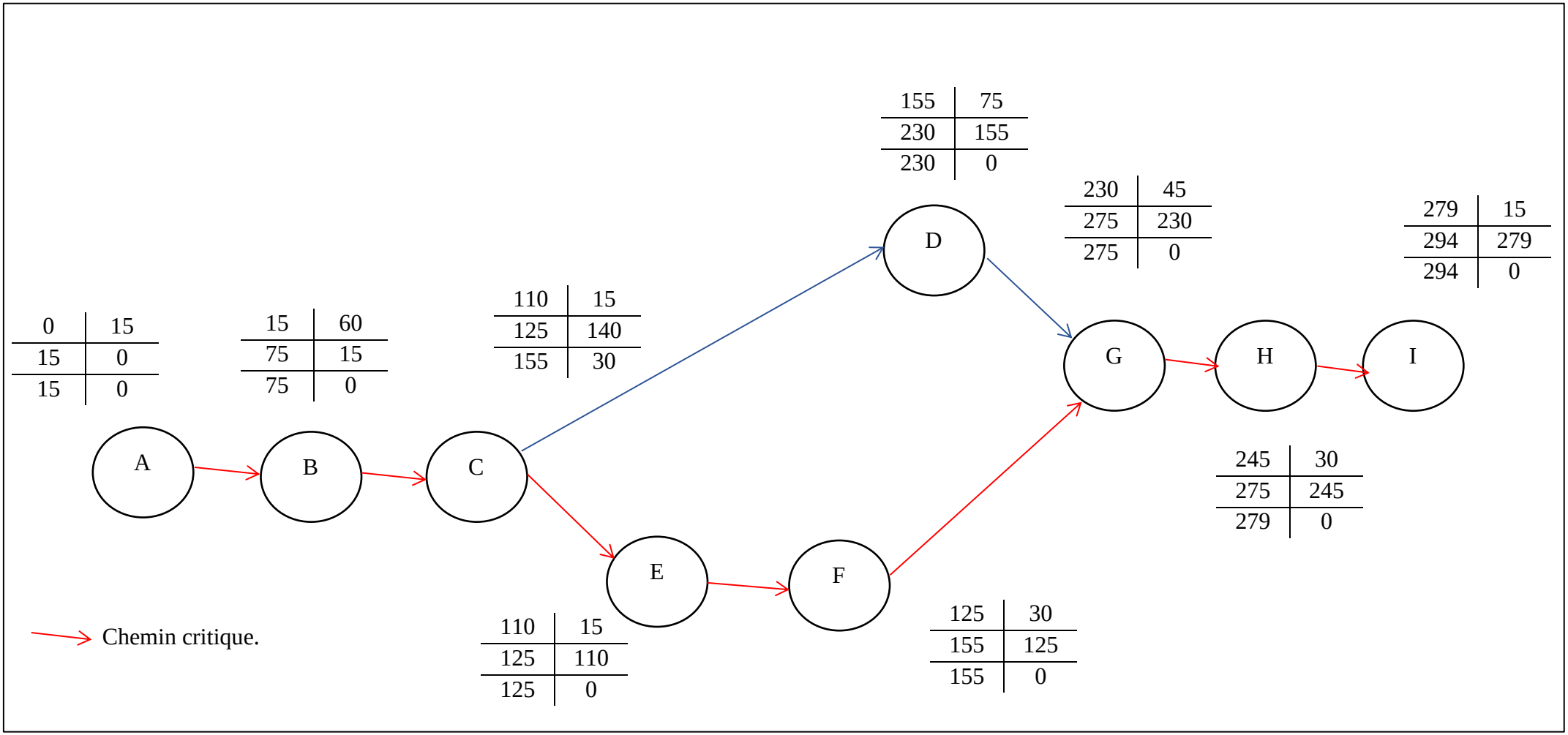


Figure VI- 6: Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.

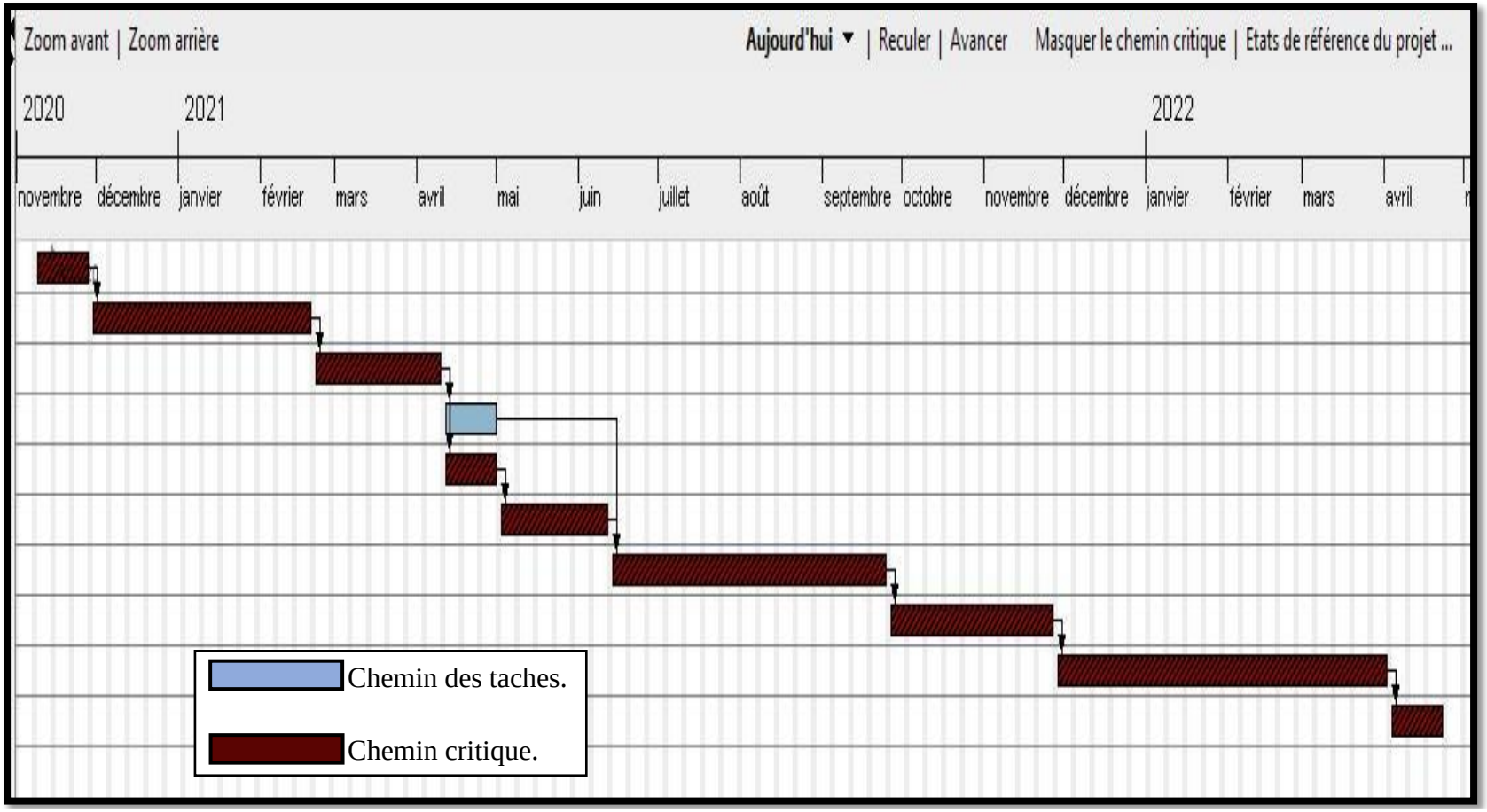


Figure VI- 7: Réseau de planification des tâches par la méthode CPM (Gantt Project).

4 Conclusion :

Afin d'aboutir à la livraison du projet dans les délais prévus, des moyens humains, techniques et matériels sont indispensables. L'exécution des travaux se fait par une gestion rationnelle de temps.

A l'issue de ce chapitre nous avons pu estimer le coût global du projet d'aménagement de l'Oued Boughiel, qui est de 129.034.070 DA, ainsi que le délai de réalisation, qui de 294 jours.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Cette étude a été élaborée afin de parvenir à une solution concernant les débordements de *Oued Boughiel* générés en cas de crue centennale qui entraînera une inondation dans la zone agricole de la région Ouest d' El Attaf.

Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal trapézoïdale en béton qui véhiculera les eaux de pluies convenablement.

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir l'Oued qui traverse la ville d'El Attaf, pour mettre fin au problème d'inondation.

En premier lieu, nous avons estimé les débits de crues aux différentes périodes de retours. Ensuite, à l'aide du logiciel HEC-RAS, nous avons identifié les zones inondables par une modélisation hydraulique. Après, on a proposé des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée qui est un canal en béton armé en forme trapézoïdal.

Afin que le débit se fasse acheminer sans obstacle et maintenir la durabilité de l'ouvrage, il est indispensable d'entretenir le cours d'eau de façon périodique

Le coût du projet est estimé à 129.034.070 DA, le projet doit être suivi pour garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

.

BIBLIOGRAPHIE

Cemagref., (2004). Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages.

Degoutte, G., (2006). Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

Graf, W., Altinakar, M. S., (1993). Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane.

Larras, J., (1975). Défense contre les crues, Edition EYROLLES. Paris.

Laborde, J.P., (2003). Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale.

Musy, A., Higy, C., (1998). Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane.

Touaïbia, B., (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida.

Touati, A., (2010). Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

U.S. Army Corps of Engineers (2010a). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

ANNEXE

Tableau : Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS de Oued Boughiel

Section	*Q (m^3/s)*	*Fond du canal (m)*	*Altitude ligne d'eau (m)*	*Altitude ligne d'énergie (%)*	*Vitesse d'ecoulement (m/s)*	*Vitesse d'ecoulement (m/s)*	*Section mouillée (m^2)*	*Largeur Au miroir (m)*	*Nombre de Froude*
1000	123.8	168.81	169.73	170.60	0.39	4.13	2.74	17.99	1.37
980	123.8	169.08	170	170.88	0.37	4.16	2.72	18.24	1.38
960	123.8	169.35	170.27	171.14	0.34	4.14	2.73	18.67	1.38
940	123.8	169.62	170.54	171.38	0.31	4.07	2.78	19.24	1.35
920	123.8	169.89	170.81	171.65	0.3	4.06	2.79	17.34	1.35
900	123.8	170.16	171.08	171.93	0.35	4.08	2.77	17.54	1.36
880	123.8	170.43	171.35	172.18	0.29	4.04	2.80	17.35	1.34
860	123.8	170.7	171.62	172.26	0.24	3.54	3.19	17.32	1.18
840	123.8	170.97	171.89	172.63	0.21	3.81	2.97	17.14	1.27
820	123.8	171.24	171.87	172.52	0.18	3.57	3.17	16.34	1.44
800	123.8	171.51	172.14	172.65	0.17	3.16	3.58	16.34	1.27
780	123.8	171.78	172.41	172.92	0.19	3.17	3.57	16.57	1.28
760	123.8	172.05	172.68	173.18	0.15	3.12	3.63	16.59	1.26
740	123.8	172.4	173.03	173.57	0.12	3.24	3.49	15.99	1.30
720	123.8	172.75	173.38	174.06	0.12	3.64	3.11	16.24	1.46
700	123.8	173.1	173.73	174.42	0.13	3.67	3.08	17.54	1.48
680	123.8	173.67	174.3	174.96	0.13	3.59	3.15	18.34	1.44
660	123.8	174.24	174.87	175.54	0.11	3.62	3.12	18.34	1.46
640	123.8	174.81	175.44	176.09	0.1	3.57	3.17	18.25	1.44
620	123.8	175.38	176.01	176.62	0.09	3.45	3.28	19.24	1.39
600	123.8	175.95	176.58	177.27	0.07	3.67	3.08	20	1.48
580	123.8	176.52	177.15	177.84	0.08	3.67	3.08	19.57	1.48
560	123.8	177.09	177.72	178.29	0.07	3.34	3.39	19.78	1.34
540	123.8	177.66	178.29	178.78	0.07	3.11	3.64	19.84	1.25
520	123.8	178.01	178.64	179.17	0.09	3.21	3.52	19.57	1.29
500	123.8	178.36	178.99	179.61	0.08	3.5	3.23	18.57	1.41
480	123.8	178.71	179.34	179.90	0.12	3.31	3.42	18.67	1.33
460	123.8	179.06	179.69	180.34	0.14	3.56	3.18	19.54	1.43
440	123.8	179.41	180.04	180.72	0.015	3.64	3.11	18.54	1.46
420	123.8	179.76	180.39	180.97	0.12	3.37	3.36	18.34	1.36
400	123.8	180.11	181.09	181.71	0.13	3.49	3.24	18.54	1.13
380	123.8	180.46	181.44	182.05	0.12	3.46	3.27	18	1.12
360	123.8	180.81	181.79	182.35	0.11	3.31	3.42	19.47	1.07
340	123.8	181.16	182.14	182.71	0.11	3.34	3.39	17.32	1.08
320	123.8	181.51	182.49	183.25	0.05	3.87	2.92	17.35	1.25
300	123.8	181.86	182.84	183.48	0.04	3.54	3.19	16.34	1.14
280	123.8	182.21	183.19	183.77	0.09	3.38	3.35	16.47	1.09
260	123.8	182.5	183.48	184.06	0.07	3.37	3.36	16.78	1.09
240	123.8	182.79	183.77	184.37	0.08	3.43	3.30	17.22	1.11
220	123.8	183.08	184.06	184.71	0.09	3.57	3.17	17.34	1.15
200	123.8	183.37	184.35	185.09	0.09	3.82	2.96	16.54	1.23
180	123.8	183.66	184.64	185.44	0.07	3.97	2.85	16.45	1.28
160	123.8	183.95	184.93	185.79	0.05	4.11	2.75	16.34	1.33
140	123.8	184.24	185.22	186.07	0.12	4.08	2.77	17.54	1.32
120	123.8	184.53	185.51	186.28	0.12	3.89	2.91	17.32	1.25
100	123.8	184.82	185.8	186.67	0.12	4.14	2.73	17.34	1.34
80	123.8	185.11	186.09	186.91	0.14	4.02	2.81	17.54	1.30
60	123.8	185.4	186.38	187.19	0.16	3.98	2.84	17.64	1.28
40	123.8	185.69	186.67	187.40	0.14	3.78	2.99	17.21	1.22
20	123.8	185.98	186.96	187.60	0.15	3.54	3.19	17.25	1.14
0	123.8	186.36	187.34	187.99	0.12	3.57	3.17	17.34	1.15