



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS
DE LA VILLE D'EL-ANÇOR, WILAYA D'ORAN.**

Présenté par :

DJEBLI Farouk

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK Ahmed	M.C.A	Président
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Examineur
BOUZIANE MAMAR	M.A.A	Examineur
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Promoteur

Session Octobre 2020

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents qui m'ont toujours encouragés et soutenus.
- L'amour de ma vie pour son soutien et son encouragement mais surtout pour sa présence.
- Mes amis qui m'ont supporté et encouragé à aller vers l'avant.
- Mon promoteur M. BENSALAH Mohamed Draid, pour ces précieux conseils, et ses renseignements.
- Toute ma grande famille et mes proches, pour leurs aides, et leurs soutiens.

Remerciement

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices, mes remerciements vont d'abord à dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien ces années d'étude. Je tiens aussi à adresser mes remerciements à ma famille. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Toute ma gratitude pour mon promoteur M. BENSALAH Mohamed Draïdi pour ses judicieux conseils ainsi que leur 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 et en particulier Monsieur AMMARI Abdelhadi pour ses précieux conseils et orientations.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : HADJ SADOK Ahmed, ZEROUAL Ayoub et BOUZIANE MAMAR. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je voudrais exprimer mes remerciements envers l'amour de ma vie et mon cercle d'amitié qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche et je remercie spécialement mes Blockmates.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, mes sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

يركز عملنا على محاربة فيضانات مدينة العنصر ولاية وهران 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 lutte contre les inondations de la ville d'El Ançor wilaya d'Oran causé par l'oued qui la traverse. Ce phénomène engendre des dégâts humains et matériels, il devient nécessaire de proposer un système d'aménagement efficace du cours d'eau. Une étude hydrologique a été effectuée pour déterminer les débits de crues, une étude hydraulique et topographique nous a permis de faire la simulation par le logiciel HEC-RAS. Pour finir, une dernière étude de choix de variantes a été mise en point pour aménager l'oued en choisissant la variante la plus adéquate d'un point de vue technico-économique.

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

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
	Ordinaire du cours d'eau, occupé pour les débits d'étiage ou débits des crues annuelles.	4
5.1.2	Lit moyen:.....	5
	Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes.	5
5.1.3	Lit majeur :.....	5
	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.	5
5.2	Rive – berge:.....	6
5.3	Ripisylve :	6
5.4	Alluvions et substratum:	6
6	Conclusion:	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 :.....	10
3.2.1	Gueddara :.....	10

3.2.2	Sidi Hammadi :	10
3.2.3	Les Andalouses :	10
3.3	Situation actuelle :	10
3.4	Le réseau routier :	10
3.5	L'agriculture :	11
3.5.1	Occupation du sol communal :	12
3.5.2	Occupation agricole :	12
4	Aperçu climatique :	13
4.1	Les températures :	13
4.2	L'évapotranspiration :	14
4.3	La pluviométrie :	15
4.4	Répartition mensuelle :	17
5	Aperçu géologique :	18
5.1	Géologie régionale :	18
5.2	Géologie du site :	18
6	Sismicité :	20
7	Conclusion :	21

CHAPITRE III: Etude hydrologique.

1	Introduction:	23
2	Caractéristiques géographique de BV :	23
2.1	Bassin Versant :	23
3	Caractéristiques morphologique du BV :	25
3.1	Caractéristiques de forme :	25
3.1.1	Indice de gravlius « K_c »:	25
3.1.2	Rectangle équivalent :	25
3.1.3	Indice d'Horton :	26
3.1.4	Coefficient d'allongement :	26
	Application numérique :	26
3.2	Caractéristiques du relief :	26
3.2.1	Surface :	26
3.2.2	Périmètre :	26
3.2.3	Courbe hypsométrique :	26
3.2.4	Longueur du talweg principal :	28
3.2.5	Les altitudes :	28

3.2.6	Les pentes du bassin versant :.....	30
3.2.7	Dénivelée Spécifique « D_s » :.....	32
3.3	Caractéristiques hydrologiques :.....	33
3.3.1	Densité de drainage « D_d »:.....	34
3.3.2	Densité hydrographique « F » :.....	34
3.3.3	Coefficient de torrentialité « C_t » :.....	34
3.3.4	Temps de concentration « T_c » :.....	35
3.3.5	Vitesse de ruissellement :.....	36
4	Etude des précipitations :.....	37
4.1	Pluviométrie :.....	37
4.1.1	Répartition de la pluie moyenne :.....	37
4.2	Etude des apports :.....	46
4.2.1	Apport liquide :.....	46
4.2.2	Caractéristiques de l'écoulement :.....	48
4.2.3	Apports solides :.....	51
5	Etude des crues :.....	52
5.1	Détermination des débits maximaux fréquentiels :.....	52
5.1.1	Formules empiriques :.....	52
5.1.2	Méthode de GRADEX :.....	55
5.1.3	Hydrogramme de crues :.....	59
CHAPITRE IV: Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé		
1	Introduction :.....	63
2	Généralités (Graf et al, 1993) :.....	63
2.1	Écoulement à surface libre :.....	63
2.2	Canaux à ciel ouvert.....	63
2.2.1	Canaux Naturels :.....	63
2.2.2	Canaux artificiels :.....	64
2.3	Types d'écoulement.....	65
2.3.1	Variabilité dans le temps.....	65
2.3.2	Variabilité dans l'espace.....	66
2.4	Régime d'écoulement.....	67
3	Diagnostic et modélisation du cours d'eau non Aménagé :.....	69
3.1	Modélisation de l'écoulement :.....	69
3.1.1	Présentation du logiciel HEC-RAS :.....	69

3.1.2	Etapes de simulation par HEC-RAS :.....	69
4	Conclusion :	74

Chapitre V: Etude des variantes d'aménagement.

1	Introduction :	76
2	Principe d'aménagement :	76
2.1	Les types d'aménagements :	76
2.1.1	Reprofilage.....	76
2.1.2	Curage	76
2.1.3	Protection des berges	76
2.1.4	Réalisation des canaux	76
2.2	Les formules de dimensionnement des canaux.....	76
2.3	Choix des paramètres de dimensionnement.....	78
2.3.1	La pente du projet	78
2.3.2	Le coefficient de rugosité.....	78
2.3.3	Revanche des canaux	78
3	Etude des variantes	78
3.1	Canal trapézoïdal en béton armé.....	78
3.1.1	Dimensionnement	79
3.1.2	Les paramètres d'écoulement :	79
3.1.3	Estimation du coût de la variante :	81
3.2	Canal rectangulaire :	81
3.2.1	Dimensionnement :	81
3.2.2	Les paramètres d'écoulement :	82
3.2.3	Estimation du coût de la variante :	83
3.3	Canal en gabion :	83
3.3.1	Dimensionnement :	84
3.3.2	Les paramètres d'écoulement :	84
3.3.3	Estimation du coût de la variante :	85
3.4	Canal mixte :	86
3.4.1	Dimensionnement :	86
3.4.2	Les paramètres d'écoulement :	86
3.4.3	Estimation du coût de la variante :	87
4	Choix de la variante de l'aménagement :	87
4.1	Critère d'évaluation :	87

4.2	Le choix de la variante :	87
5	Conclusion :	88

CHAPITRE VI : Organisation de chantier.

1	Introduction :	90
2	Organisation de chantier :	90
2.1	Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier :	90
2.1.1	Le maitre de l'ouvrage :	90
2.1.2	Le maitre d'œuvre :	90
2.1.3	L'entreprise :	90
2.1.4	L'entrepreneur :	90
2.2	Exécution des travaux:	90
2.3	Moyens matériels du chantier :	91
2.4	Devis quantitatif et estimatif du projet :	91
3	Planification :	92
3.1	Définition :	92
3.2	Les étapes de la planification :	92
3.2.1	Collection des informations :	92
3.2.2	Décomposition du projet en tâches :	92
3.2.3	Prévoir la relation entre les opérations :	93
3.2.4	Attribution des durées :	93
3.3	Les techniques de planification :	93
3.3.1	Méthodes basées sur le réseau :	93
3.3.2	Méthodes basées sur le graphique :	94
3.3.3	Choix de la méthode de calcul :	95
3.3.4	Diagramme de Gantt :	95
4	Conclusion :	100

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	11
TABLEAU II- 3: REPARTITION DES TEMPERATURES LA STATION D'ORAN(SOURCES ANRH).	14
TABLEAU II- 4: L'VAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE ENREGISTREE DANS LA REGION DE BOUSFER. (SOURCES ANRH	14
TABLEAU II- 5: DONNEES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE.	15
TABLEAU II- 6: REPARTITION MENSUELLE DE LA PLUVIOMETRIE DE LA ZONE D'ETUDE.	17
TABLEAU II- 7 : COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE "A" SELON LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE [RPA-99, V2003]	21

CHAPITRE III: Etude hydrologique.

TABLEAU III- 1: LES RESULTATS DES CARACTERISTIQUES DE FORME	26
TABLEAU III- 2: PARAMETRES HYSOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT.	28
TABLEAU III- 3: RESULTATS DES ALTITUDES DU BASSIN VERSANT.	29
TABLEAU III- 4: RESULTATS DES PENTES DU BASSIN VERSANT.	32
TABLEAU III- 5: L'INDICE DE DRAINAGE	34
TABLEAU III- 6: DENSITE HYDROGRAPHIQUE.	34
TABLEAU III- 7: RESULTATS DE CALCULE DU TEMPS DE CONCENTRATION.	36
TABLEAU III- 8: TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT.	36
TABLEAU III- 9: COORDONNEES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE.	37
TABLEAU III- 10: REPARTITIONS DES PLUIES MOYENNE ANNUELLE.	37
TABLEAU III- 11: LA SERIE DES PLUIES MAX JOURNALIERES.	38
TABLEAU III- 12: PARAMETRES STATIQUE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE.	39
TABLEAU III- 13: RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL.	39
TABLEAU III- 14: COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GUMBEL ET DE L'ECHANTILLON.	40
TABLEAU III- 15: RESULTATS DU TEST D'ADEQUATION (GUMBEL).	41
TABLEAU III- 16: RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE.	41
TABLEAU III- 17: COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI LOG-NORMALE ET DE L'ECHANTILLON.	42
TABLEAU III- 18: RESULTATS DU TEST D'ADEQUATION (LOG-NORMALE).	42
TABLEAU III- 19: RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE.	42
TABLEAU III- 20: COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI NORMALE ET DE L'ECHANTILLON.	43
TABLEAU III- 21: RESULTATS DU TEST D'ADEQUATION (NORMALE).	44
TABLEAU III- 22: PLUIES DE COURTES DUREES DE DIFFERENTES FREQUENCES ET LEURS INTENSITES... ..	45
TABLEAU III- 23: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE DE L'ANRH.	47
TABLEAU III- 24: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE ALGERIENNE.	47
TABLEAU III- 25: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE DE DERIE II.	47
TABLEAU III- 26: RESULTAT DE L'APPORT LIQUIDE PAR LA FORMULE DE MEDINGUER.	48
TABLEAU III- 27: COMPARAISON DES FORMULES.	48
TABLEAU III- 28: VALEUR DU MODULE D'ECOULEMENT.	48
TABLEAU III- 29: VALEUR DU MODULE D'ECOULEMENT RELATIF.	49
TABLEAU III- 30: VALEUR DE LAME D'EAU.	49
TABLEAU III- 31: VALEUR DU COEFFICIENT D'ECOULEMENT.	49
TABLEAU III- 32: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE DE SOKOLOVSKY.	50
TABLEAU III- 33: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE DE KRISTEKLY MENKEL.	50
TABLEAU III- 34: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE ALGERIENNE.	50
TABLEAU III- 35: RESULTAT DU COEFFICIENT DE VARIATION PAR LA FORMULE DE L'ANTONOV.	50
TABLEAU III- 36: ESTIMATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE. B.V A PERMEABILITE ELEVEE	51
TABLEAU III- 37: RESULTAT DE LA DEGRADATION SPECIFIQUE.	51
TABLEAU III- 38: RESULTAT DU TRANSPORT SOLIDE.	51
TABLEAU III- 39: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE SOKOLOVSKY.	52
TABLEAU III- 40: VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT.	53
TABLEAU III- 41: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE TURAZZA.	53
TABLEAU III- 42: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE MALLET-GAUTHIER	54

TABLEAU III- 43: RESULTATS DES DEBITS MAX POUR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR PAR LA FORMULE DE GIANDOTTI.....	54
TABLEAU III- 44: RECAPITULATIF DES DEBITS MAX PAR LES DIFFERENTES FORMULES.	55
TABLEAU III- 45: LES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GUMBEL.	57
TABLEAU III- 46: DEBITS DE POINTE DE BASSIN VERSANT PAR LA METHODE GRADEX.	59
TABLEAU III- 47: LES DEBITS CALCULES PAR LA METHODE DE GRADEX ET LA FORMULE DE TURRAZA	59
TABLEAU III- 48: COEFFICIENTS DE FORME DE L'HYDROGRAMME DES CRUE Δ	60
TABLEAU III- 49: VALEURS DES DEBITS DES CRUES EN FONCTION DU TEMPS.....	60
TABLEAU III- 50: CRUE DE PROJET RECOMMANDE.	61

CHAPITRE V: Etude des variantes d'aménagement.

TABLEAU V- 1: VALEURS DE COEFFICIENT DE RUGOSITE (TABLE DE RUGOSITE DE MANNING).....	78
TABLEAU V- 2: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME).....	79
TABLEAU V- 3: PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME).....	79
TABLEAU V- 4: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL TRAPEZOÏDAL EN BETON ARME).	81
TABLEAU V- 5: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL RECTANGULAIRE EN BETON ARME).81	
TABLEAU V- 6: PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL RECTANGULAIRE EN BETON ARME).....	82
TABLEAU V- 7: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL RECTANGULAIRE EN BETON ARME).	83
TABLEAU V- 8: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL EN GABION).	84
TABLEAU V- 9 : PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL EN GABION).	84
TABLEAU V- 10: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL EN GABION).	85
TABLEAU V- 11: DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT (CANAL MIXTE).	86
TABLEAU V- 12: PARAMETRES D'ECOULEMENT DE LA VARIANTE (CANAL MIXTE).	86
TABLEAU V- 13: DEVIS DE LA VARIANTE (CANAL MIXTE).....	87

CHAPITRE VI: Organisation de chantier.

TABLEAU VI- 1 : ENGINS UTILISES	91
TABLEAU VI- 2: DEVIS DES DIFFERENTS TRAVAUX	92
TABLEAU VI- 3: LISTE DES OPERATIONS ET LEURS DUREES.....	96
TABLEAU VI- 4: SUCCESSION DES TACHES.	97

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 WILAYA D'ORAN.(HPO)	8
FIGURE II- 2: VUE GENERALE PAR IMAGE SATELLITE DE LA ZONE D'ETUDE.(GOOGLE EARTH)	9
FIGURE II- 3: VUE GENERALE DU RESEAU ROUTIER.(GOOGLE MAPS)	11
FIGURE II- 4: REPARTITION DE RELIEF DE LA ZONE D'ETUDE.(HPO)	13
FIGURE II- 5: REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE DE LA ZONE D'ETUDE.(ANRH)	14
FIGURE II- 6:CARTE PLUVIOMETRIQUE DE LA REGION D'ETUDE.(HPO)	16
FIGURE II- 7: REPARTITION MENSUELLE DE LA PLUVIOMETRIE DE LA ZONE D'ETUDE.	17
FIGURE II- 8: EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE ORAN NORD 1/500 000.(HPO)	19
FIGURE II- 9: CARTE DE MICRO ZONAGE DE L'ALGERIE (SELON LE RPA-99- ADDENDA 2003)	20

CHAPITRE III: Etude hydrologique.

FIGURE III- 1: CARTE DU BASSIN VERSANT.(ARCGIS)	24
FIGURE III- 2: CARTE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT.(ARCGIS)	27
FIGURE III- 3: COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT.	28
FIGURE III- 4: CARTE DES COURBES DE NIVEAUX DU BASSIN VERSANT.(ARCGIS)	30
FIGURE III- 5: CARTE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE DE BASSIN VERSANT.(ARCGIS)	33
FIGURE III- 6: REPARTITION DES PLUIES MOYENNES MENSUELLES.	38
FIGURE III- 7: REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE GUMBEL.	40
FIGURE III- 8: REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI LOG-NORMALE.	41
FIGURE III- 9: REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI NORMALE.	43
FIGURE III- 10: COURBE DES PLUIES DE COURTES DUREE.	46
FIGURE III- 11: LA REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI GUMBEL.	57
FIGURE III- 12: GRAPHE DE LA METHODE DE GRADEX.	58
FIGURE III- 13: L'HYDROGRAMME DES CRUES.	61

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

FIGURE IV- 1: CANAL NATUREL A CIEL OUVERT.	63
FIGURE IV- 2 : CANAUX ARTIFICIELS A CIEL OUVERT.	64
FIGURE IV- 3: SCHEMA D'UN ECOULEMENT PERMANANT.	65
FIGURE IV- 4: SCHEMA D'UN ECOULEMENT NON PERMANANT.	66
FIGURE IV- 5: SCHEMA ILLUSTRATIF DES DIFFERENTS TYPES D'ECOULEMENT.	67
FIGURE IV- 6: PASSAGE DU REGIME FLUVIAL AU REGIME TORRENTIEL.	68
FIGURE IV- 7: LES PROFILS EN TRAVERS DE L'OUED.	70
FIGURE IV- 8: PROFIL EN LONG 3D APRES LA SIMULATION.	71
FIGURE IV- 9: VUE EN PLAN EN 3D APRES LA SIMULATION.	71
FIGURE IV- 10 :SECTION EN TRAVERS S3900	72
FIGURE IV- 11 : SECTION EN TRAVERS S3700	72
FIGURE IV- 12 :SECTION EN TRAVERS S3600	73
FIGURE IV- 13 : LES ZONES INONDABLES.	73

CHAPITRE V : Etude des variantes d'aménagement.

FIGURE V- 1: GEOMETRIE DES DIFFERENTES SECTIONS IMMERGEES DANS UN CANAL.	77
FIGURE V- 2: CANAL TRAPEZOÏDAL.	79
FIGURE V- 3: SECTION EN TRAVERS S1700.	80
FIGURE V- 4: SECTION EN TRAVERS S2200.	80
FIGURE V- 5: CANAL RECTANGULAIRE.	81
FIGURE V- 6: SECTION EN TRAVERS S2000.	82
FIGURE V- 7: CANAL EN GABION.	83
FIGURE V- 9: SECTION EN TRAVERS S3800.	85
FIGURE V- 8: SECTION EN TRAVERS S3900.	85

CHAPITRE VI : Organisation de chantier.

FIGURE VI- 1: RESEAU A FLECHE.	93
FIGURE VI- 2: RESEAU A NEUDS.	93
FIGURE VI- 3: LES PARAMETRES DE CALCUL DANS LA METHODE C.P.M.	95
FIGURE VI- 4: RESEAU DE PLANIFICATION DES TACHES PAR LA METHODE CPM.	98
FIGURE VI- 5: RESEAU DE PLANIFICATION DES TACHES PAR LA METHODE CPM (GANTT PROJECT).	99

Liste des planches

- 1 Planche n°1** : Plan de masse.
- 2 Planche n°2** : Profil en long (partie I).
- 3 Planche n°3** : Profil en long (partie II).
- 4 Planche n°4** : Sections en travers.



**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 Ançor est traversée par un oued 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.

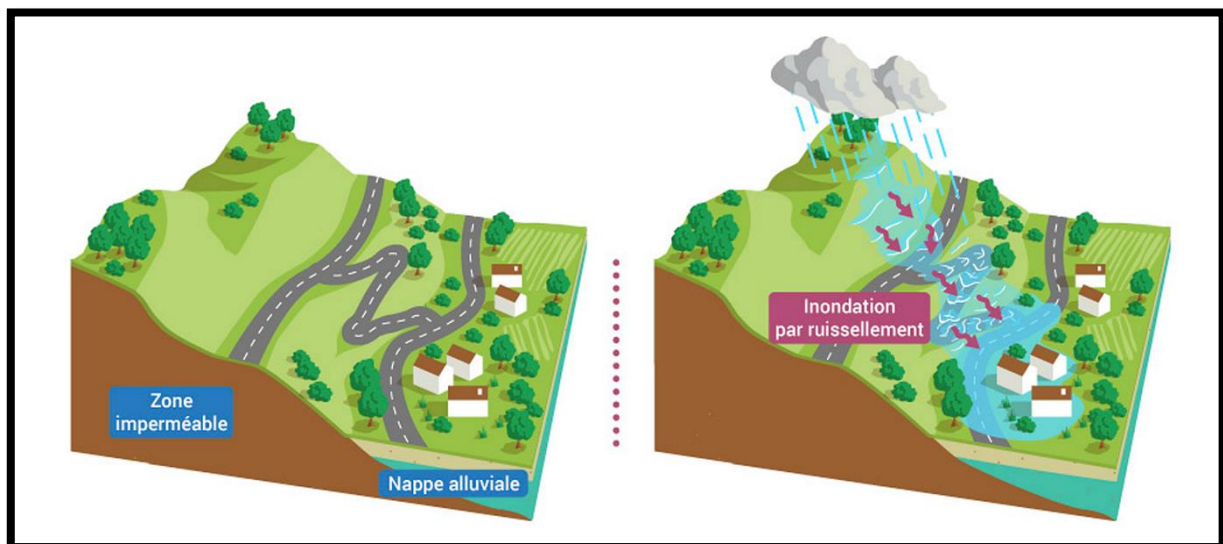


Figure I - 1: L'inondation par ruissèlement. (/eaufrance.fr/)

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 peut entraîner un tsunami selon sa magnitude.

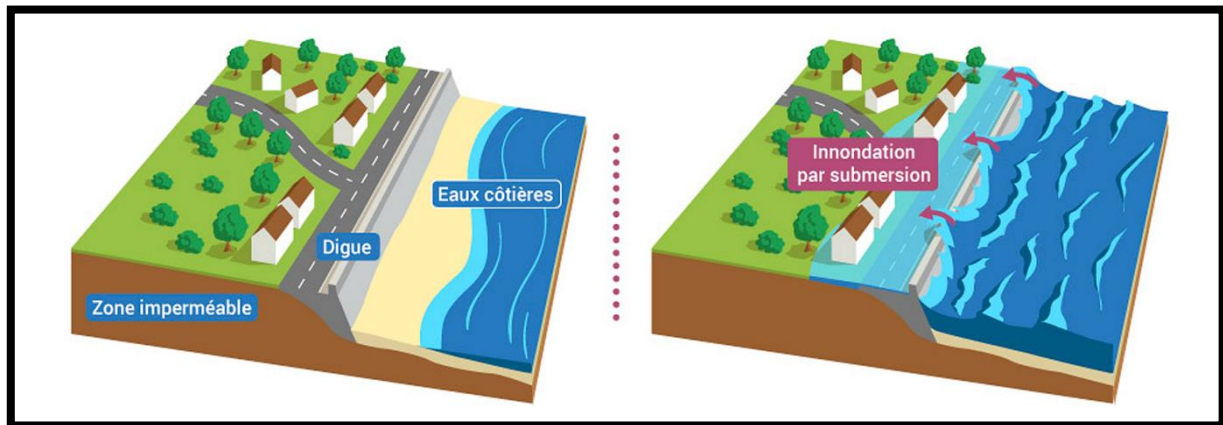


Figure I - 2: L'inondation par submersion marine. (/eaufrance.fr/)

2.2.3 Les remontées de nappes :

Après la pluie, une partie de l'eau s'infiltré 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.

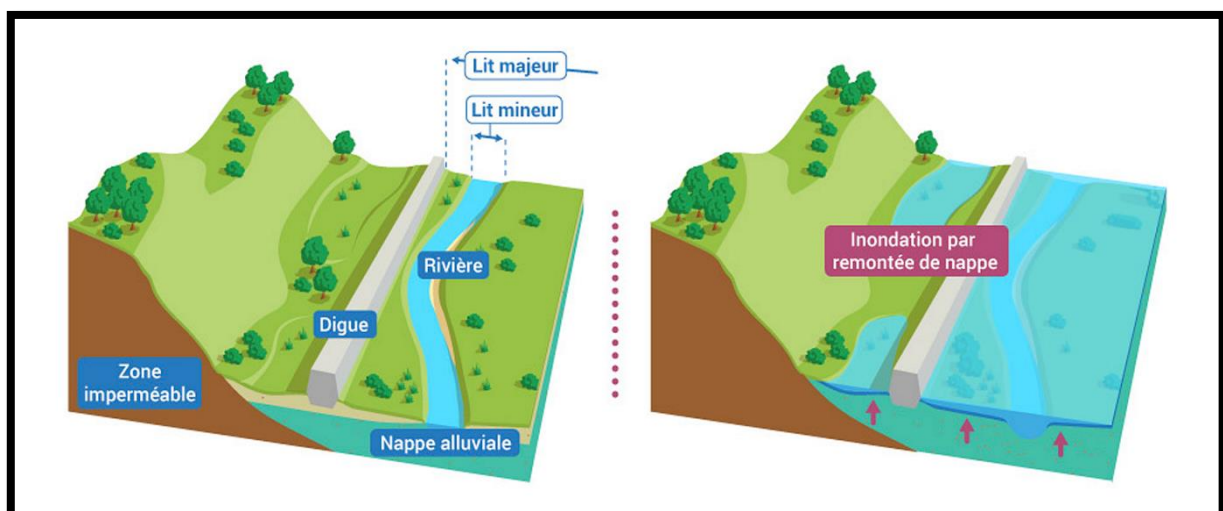


Figure I - 3: L'Inondation par remontée de nappe. (/eaufrance.fr/)

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/)

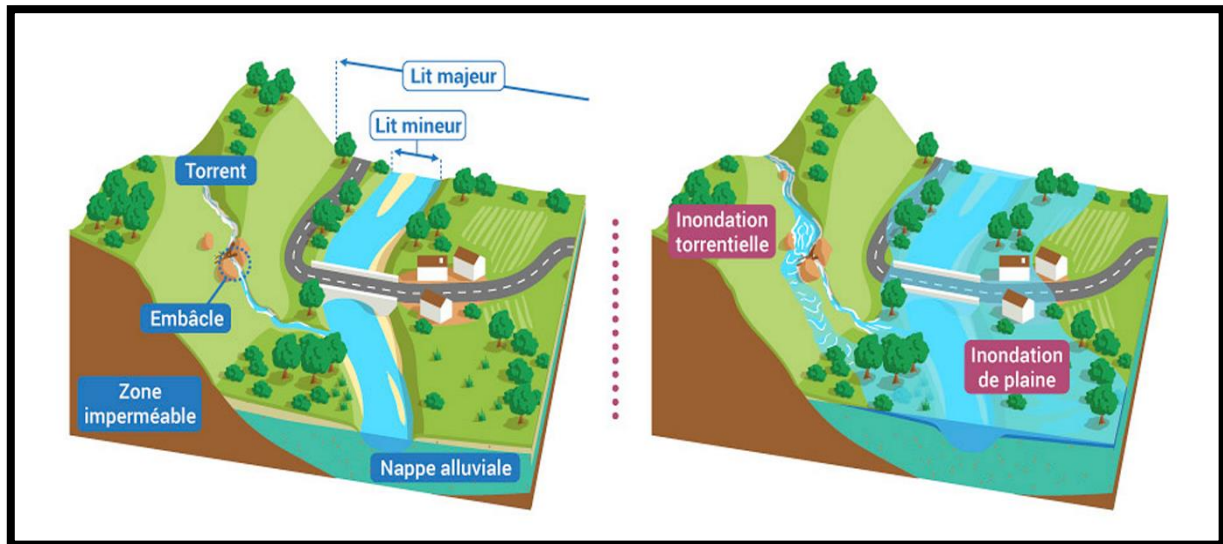


Figure I - 4: Inondation torrentielle.(/eaufrance.fr/)

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 définit par différents critères: sa genèse, sa durée, sa fréquence et son débit de point.

4 Les causes des inondations :

- Causes naturelles: liées au 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.

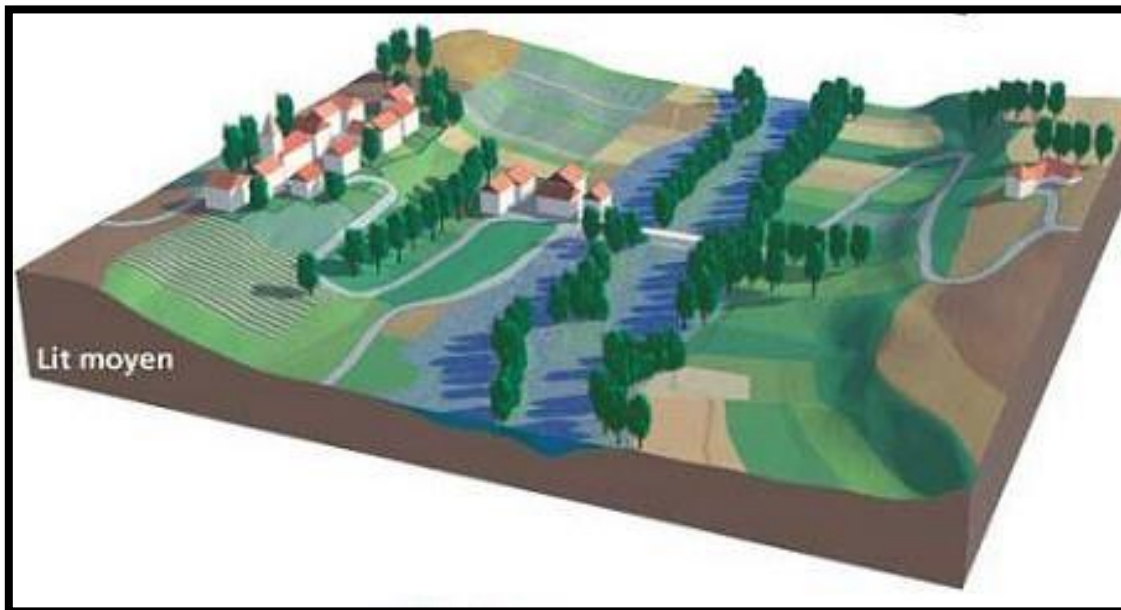


Figure I - 6: Lit moyen.(nord.gouv.fr)

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.

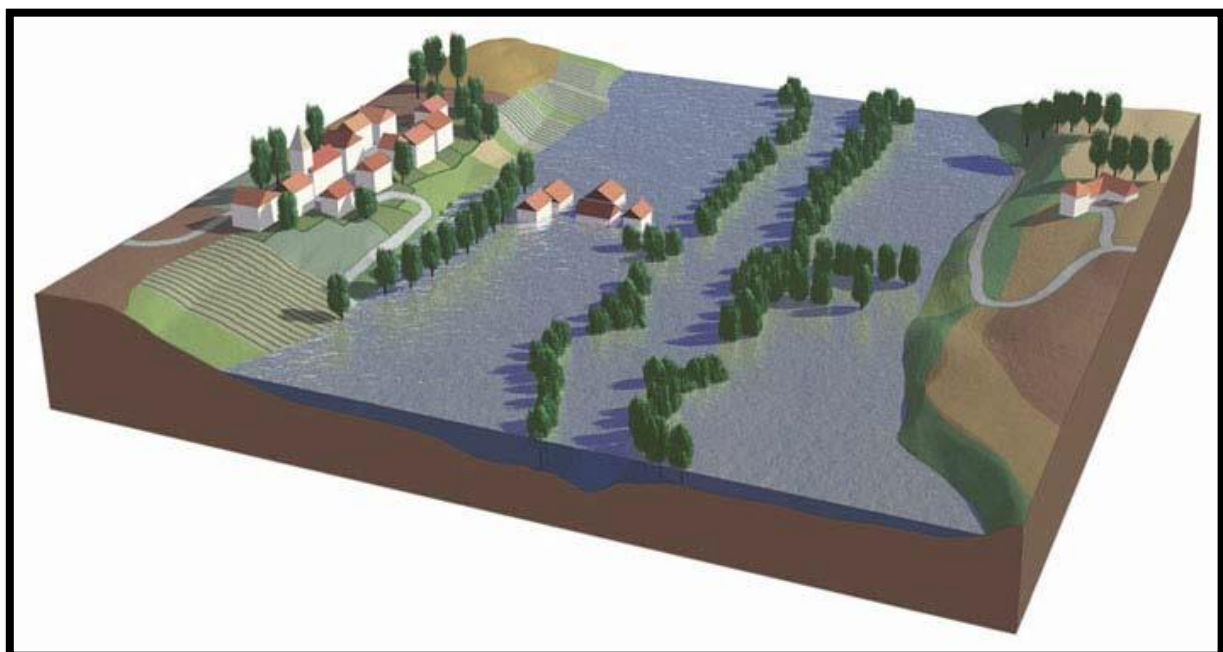


Figure I - 7: Lit majeur. (georisques.gouv.fr)

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 du bassin versant afin de donner les indications géographiques, géomorphologiques, géologique et, hydrogéologiques, bases indispensables 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 Ançar s'étend sur une surface de 6560 ha, elle s'organise sur la plaine côtière appartenant à l'ensemble de celle d'Ain El Turck et Bousfer, elle est située à l'Ouest de la métropole d'Oran à environ de 25 kms. Elle se limite :

- Au Nord par la mer méditerranée.
- A l'Est par la commune de Bousfer.
- Au Sud par la commune de Boutlélis.
- A l'Ouest par la commune d'Ain el Karma.

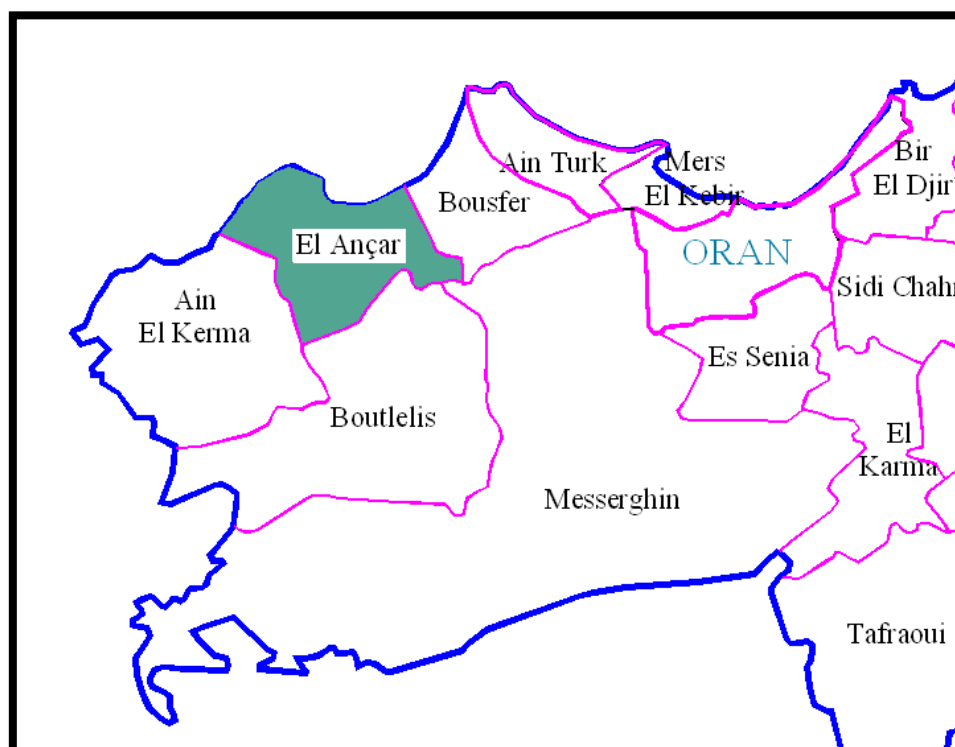


Figure II- 1 : Carte de la situation administrative de la Wilaya d'Oran.(HPO)

La commune d'El Ançor comprend trois agglomérations secondaire qui sont : Les Andalouses, Geuddare et Sidi Hammadi.



Figure II- 2: Vue générale par image satellite de la zone d'étude.(Google earth)

3 Données générales de la région :

3.1 Evolution de la population :

La population de la commune d'El Ançor 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	1992	1997	2002	2012
El Ançor	5102	6512	8311	15538
Gueddara	953	1216	1552	2528
Sidi Hamadi	567	626	691	842
Les Andalous	391	417	445	506
Commune	7013	8771	10999	19414

3.2 Situation du réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement est type séparatif (eaux usées), est de Ø300 et Ø400 en buse et le rejet se fait en plein air au niveau d'oued Sidi_Hammadi. La description du réseau sera faite par zone tout en tenant compte du sens d'écoulement :

3.2.1 Gueddara :

Le réseau d'assainissement est inexistant dans l'agglomération de Gueddara. Selon les responsables de L'A.P.C cette opération sera déclenchée dans l'immédiat.

3.2.2 Sidi Hammadi :

Le réseau d'assainissement est fonctionnel depuis 1986 les diamètres sont de Ø300 et Ø400 et le rejet se fait en plein air au niveau d'oued Sidi_Hammadi.

3.2.3 Les Andalouses :

Le réseau d'assainissement est inexistant dans l'agglomération de « Les Andalouse » (à l'exception du complexe touristique) et l'évacuation des eaux usées constitue un problème réel. À ce propos, des fosses d'aisances tentent de combler ce manque. Tandis que les eaux d'utilisations domestiques sont évacuées des constructions et elles parcourent le long des ruelles, grâce à des rigoles, elles finissent par une accumulation en constituant de grandes flaques d'eaux stagnantes cette situation rend compte, une fois de plus, que l'implantation d'une station de traitement et plus que nécessaire d'autant plus que le rejet des eaux usées se fait directement dans la plage des Andalouses.

3.3 Situation actuelle :

Le bassin versant d'El Ançor, artère hydrographique primaire de la zone d'étude, abrite toute la partie Est, centre, Ouest de la zone urbaine de la ville dans son exutoire à la sortie au niveau du chemin wilaya n°20. Culminant à une altitude de 579 m, au Sud du bassin, dans le Djebel de Djorf El Alia le bassin est limité au Nord par la ville de d'El Ançor dominant la plaine de M'lata, à l'Est de Bousfer et à l'ouest par l'oued Sidi Hamadi. Sous forme d'impluvium large et plat, ces sous bassins provoquent les inondations assez fréquentes de la ville d'El Ançor, particulièrement dans sa partie urbanisée orientale, en favorisant par débordement les eaux pluviales intensives précipitées localement.

3.4 Le réseau routier :

La commune d'El Ançor est traversée par deux chemins de wilaya :

- La CW20 qui relie la commune de Bousfer à celle de Boutlélis après avoir parcouru le territoire de la commune d'El Ançor du Nord au Sud-ouest.
- Le CW84 : Il part de Bousfer vers les Andalouses ou il effectue un détour vers le Nord pour se raccorder avec la voie d'évitement qui long la cote et qui relie le complexe des Andalouses avec Ain El Turck en passant par Bousfer.



Figure II- 3: Vue générale du réseau routier.(Google Maps)

3.5 L'agriculture :

La commune d'El Ançor présente un pourcentage de 43% du territoire de la daïra d'Ai-El-Turck. Elle occupe ainsi 6506 hectares d'une superficie totale égale à 15528 hectares de la Daïra de Ain Turck. En second rang ; nous retrouvons la commune de Bousfer avec 4566 hectares ce qui correspond à 29,94% de la superficie de la daïra, suivi de la commune de Ain-El-Turck: avec 2675 hectares en dernière place se trouve la commune de Mers-El-Kebir avec seulement 14: T hectares.

La répartition des terres agricoles de la commune d'El Ançor est présentée comme suite :

Tableau II- 2:Surface des communes

Localité	Surface (ha)	%
Commune d'El_Ançor	6506	43,91
Commune de Bousfer	4566	29,92
Commune d'Ain .El Turck	2675	17,7
Commune de Mers El Kebir	1356	9
Total de la Daïra	15528	100%

3.5.1 Occupation du sol communal :

Les terres utilisées par l'agriculture dans la commune d'El_Ançor occupent une superficie de 2932 ha représentant ainsi 45% de la surface totale. Les 3574 ha qui restent sont occupés par les espaces urbains, les installations touristiques, les domaines de l'Etat, les bois et les forêts.

3.5.2 Occupation agricole :

Sur les 2932,77 ha qui constituent la surface agricole totale 14.33% sont des terrains incultes tandis que 85.67% représente la surface utile dont 96,56% sont exploités en sec, essentiellement par la céréaliculture, et seulement 3,44% des terres sont utilisés par les cultures irriguées à savoir l'arboriculture, la vigne et le maraichage.

Toute la bande littorale est occupée par des massifs, la zone sud est formée de plaines.

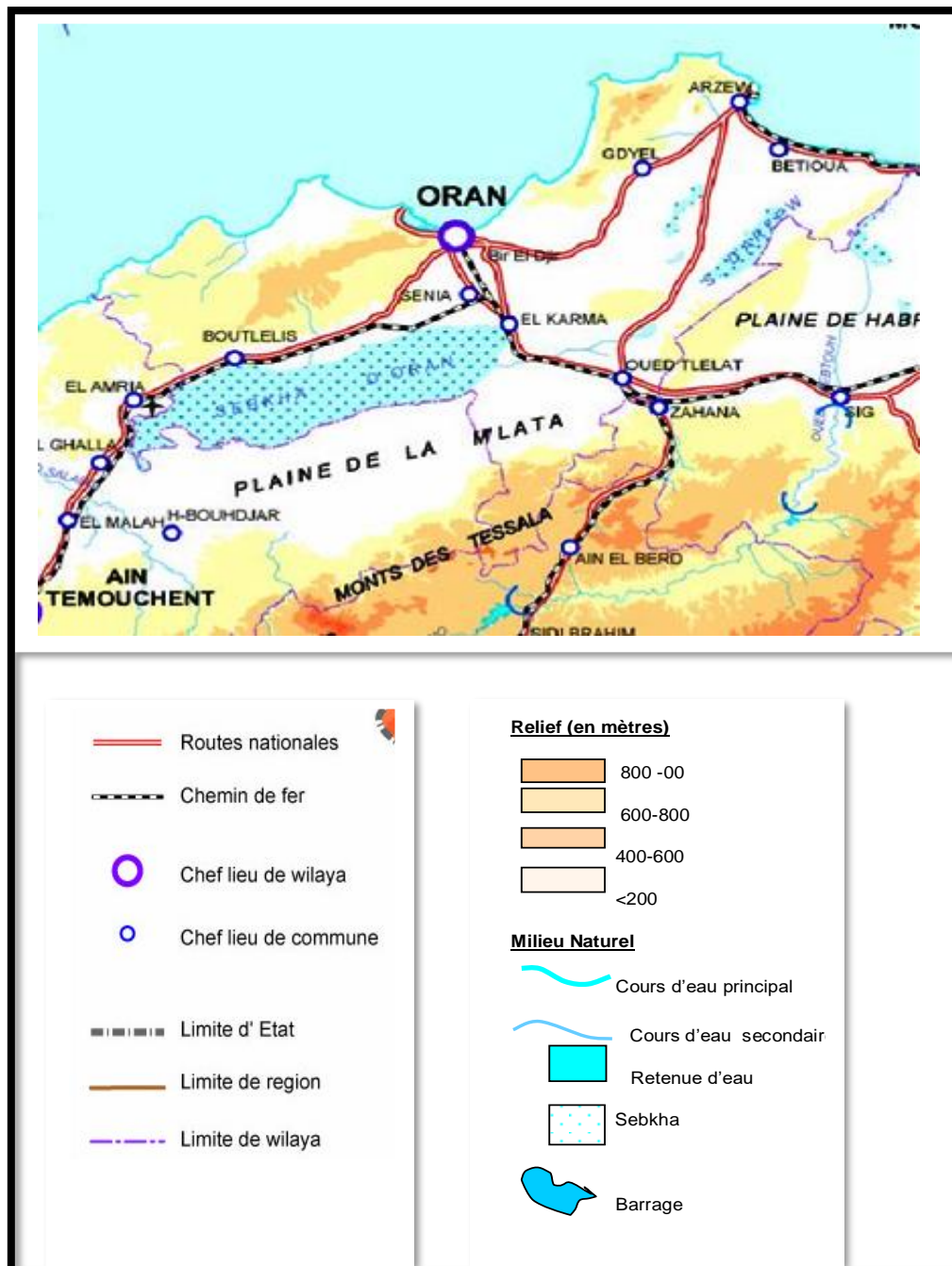


Figure II- 4: Répartition de Relief de la zone d'étude.(HPO)

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 1980-2011 :

Tableau II- 3: Répartition des températures la Station d'Oran(Sources ANRH).

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
T°c moy	23,1	19,1	14,7	11,6	10,8	11,9	13,3	15,2	18,2	21,6	24,7	25,5	17,4

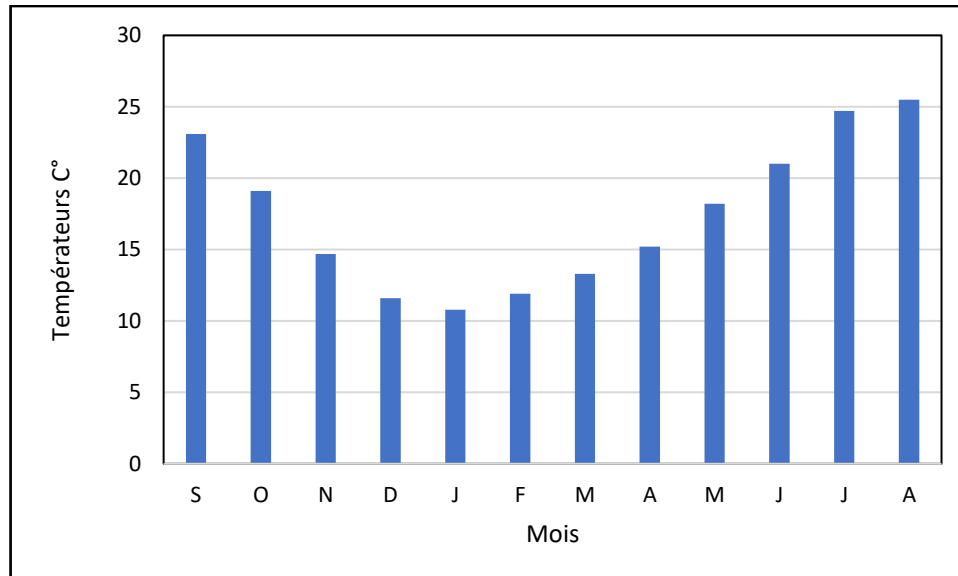


Figure II- 5: Répartition Mensuelle de la Température de la Zone d'Etude.(ANRH)

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 24,8 °, la valeur minimale est enregistrée au Mois de Janvier avec 10,6°.

4.2 L'évapotranspiration :

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporants. La tranche d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1222 mm.

Tableau II- 4:L'vapotranspiration Potentielle enregistrée dans la région de Bousfer. (Sources ANRH)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
ETP (mm)	130	86	56	42	43	54	85	110	138	154	168	156	1222
ETP (%)	10,6	7,0	4,6	3,4	3,5	4,4	7,0	9,0	11,3	12,6	13,7	12,8	100,0

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 de Bousfer.

Tableau II- 5: Données de la station pluviométrique.

STATION	CODE ANRH	COORDONNEES LAMBERT	
		X	Y
BOUSFER	040301	182,500	272,500

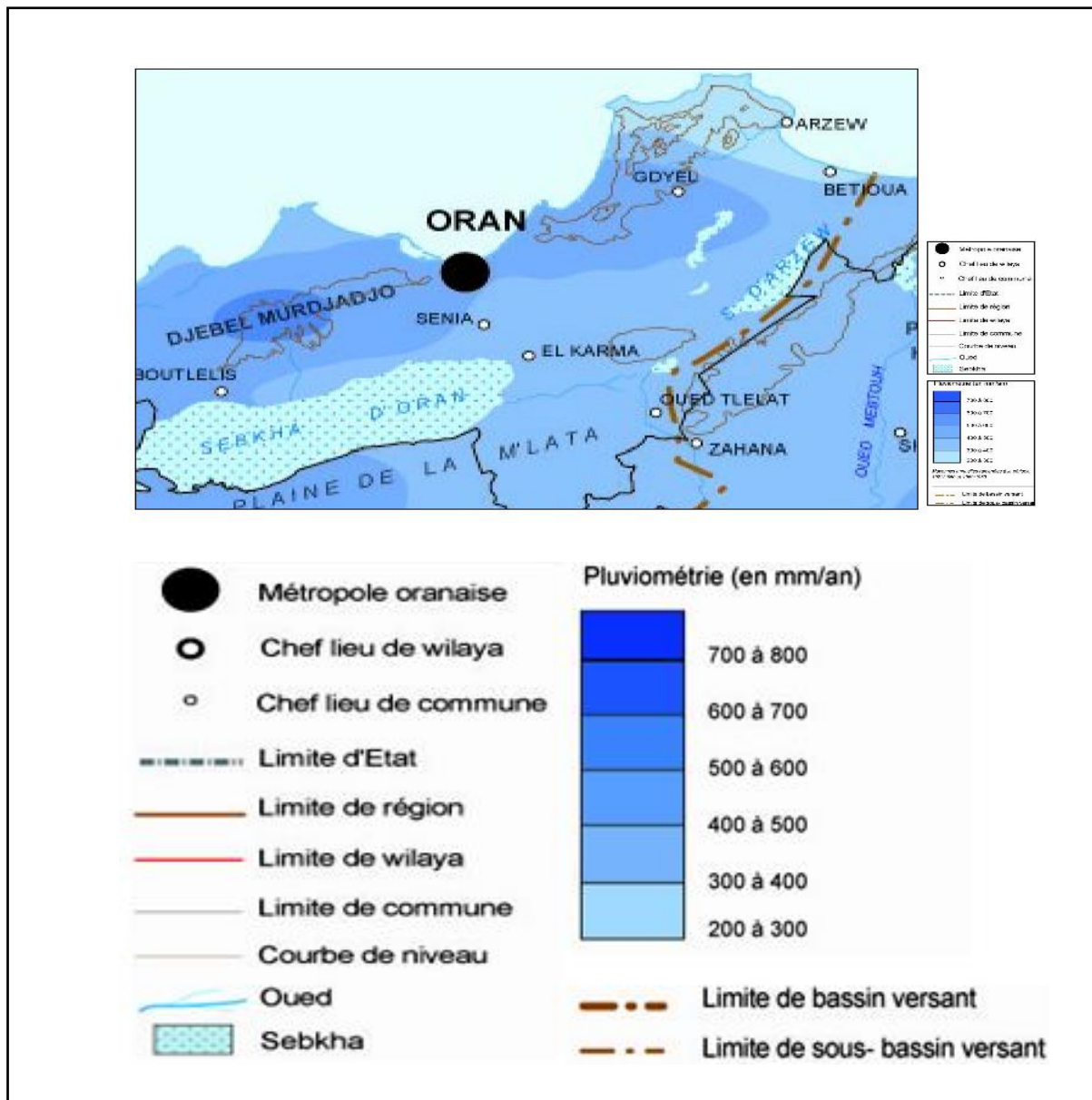


Figure II- 6: Carte pluviométrique de la région d'étude.(HPO)

4.4 Répartition mensuelle :

La répartition Mensuelle a été déterminée à partir des Données Observées sur une période de référence allant de 1981 à 2011, soit 30 ans sans Lacune pour les Pluies Mensuelles et Annuelles :

Tableau II- 6: Répartition mensuelle de la pluviométrie de la zone d'étude.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy Annuelle
P(mm)	10,89	37,47	53,21	70,63	62,48	51,16	38,50	37,95	18,84	4,93	0,4	0,56	387
P (%)	2,81	9,68	13,75	18,25	16,14	13,22	9,95	9,81	4,86	1,27	0,11	0,15	100

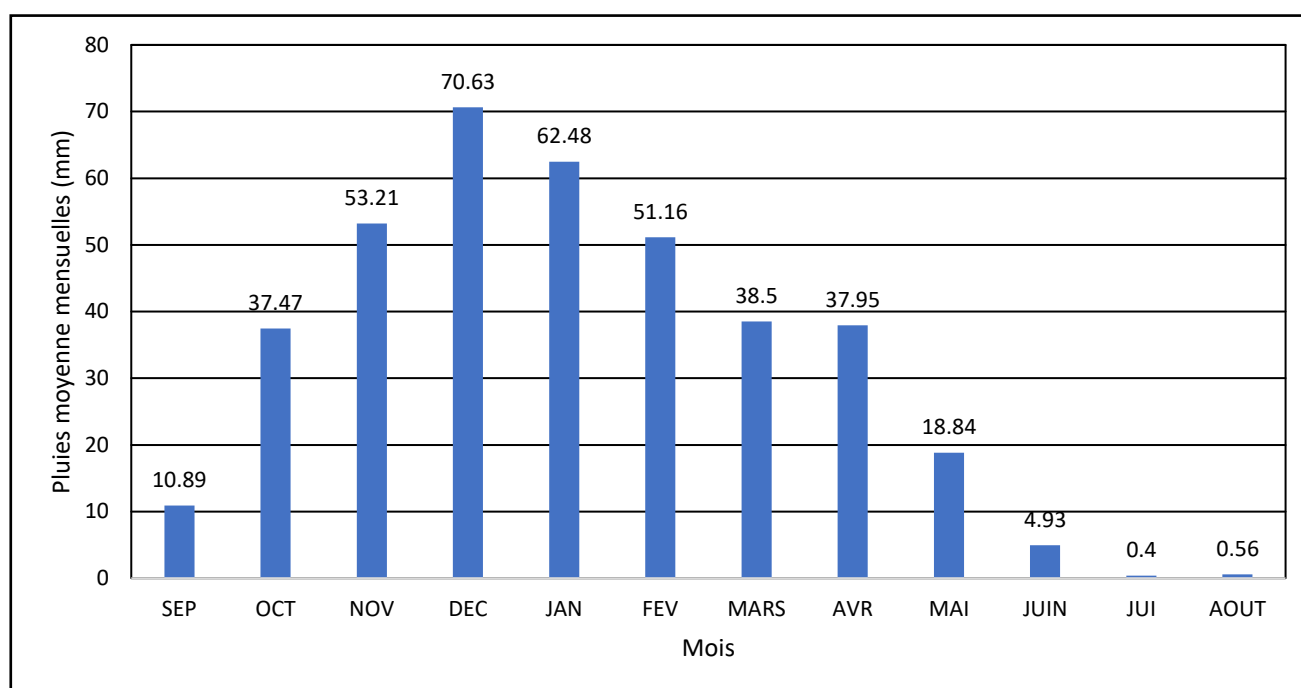


Figure II- 7: Répartition mensuelle de la pluviométrie de la zone d'étude.

5 Aperçu géologique :

5.1 Géologie régionale :

La zone d'étude fait partie de l'Atlas tellien qui est une entité géographique qui a pour limites méridionales les hautes plaines et les hauts plateaux et elle fait partie de l'orogénèse alpine, la structure géologique se caractérise par des emplacements de nappes d'âge Miocène.

La zone d'étude fait partie ainsi du massif côtier d'Oran entre Madagh et Murdjajo.

Le territoire de la wilaya d'Oran est constitué par les unités suivantes :

- Un sillon littoral septentrional, étroit, disloqué par les effondrements quaternaires (graben de Mers El Kebir), prolongé vers l'Est par les plateaux de Mostaganem.
- Un massif (le Murdjajo) qui domine à l'Ouest la ville d'Oran très tectonisé, fracturé, érodé, métamorphisé et schistosité. A l'Est, le massif a son équivalent les monts d'Arzew.
- Un sillon méridional, occupé essentiellement par la grande sebkha d'Oran, prolongement du vaste synclinal du chéiff où des épaisseurs de néogène dépassant 3000 m ont été reconnues par forages pétroliers.

5.2 Géologie du site :

Géologiquement le site est caractérisé par l'affleurement de formation marneuse à marno argileuses parfois sableuses de couleur grisâtre, ces dernières sont surmontées par des calcaires gréseux sommitaux très compacts.

L'effet des crues a mis en nu des formations calcaireuses très compact formant le socle.








-  **Alluvions actuelles:** Lacs, Marécages, Dayas, Chotts, Sebkhass, Limons et croûtes Gypso Salines
-  **Quaternaire :** continental Alluvions Regs Terrasses.
-  **Calabrien :** Grés marins et formations dunaires associées.
-  **Miocène terminal marin et lagunaire:** Couches à Tripoli, marnes à gypse.
-  **Miocène supérieur marin :** Calcaires grés argiles.

Figure II- 8: Extrait de la carte géologique Oran Nord 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.

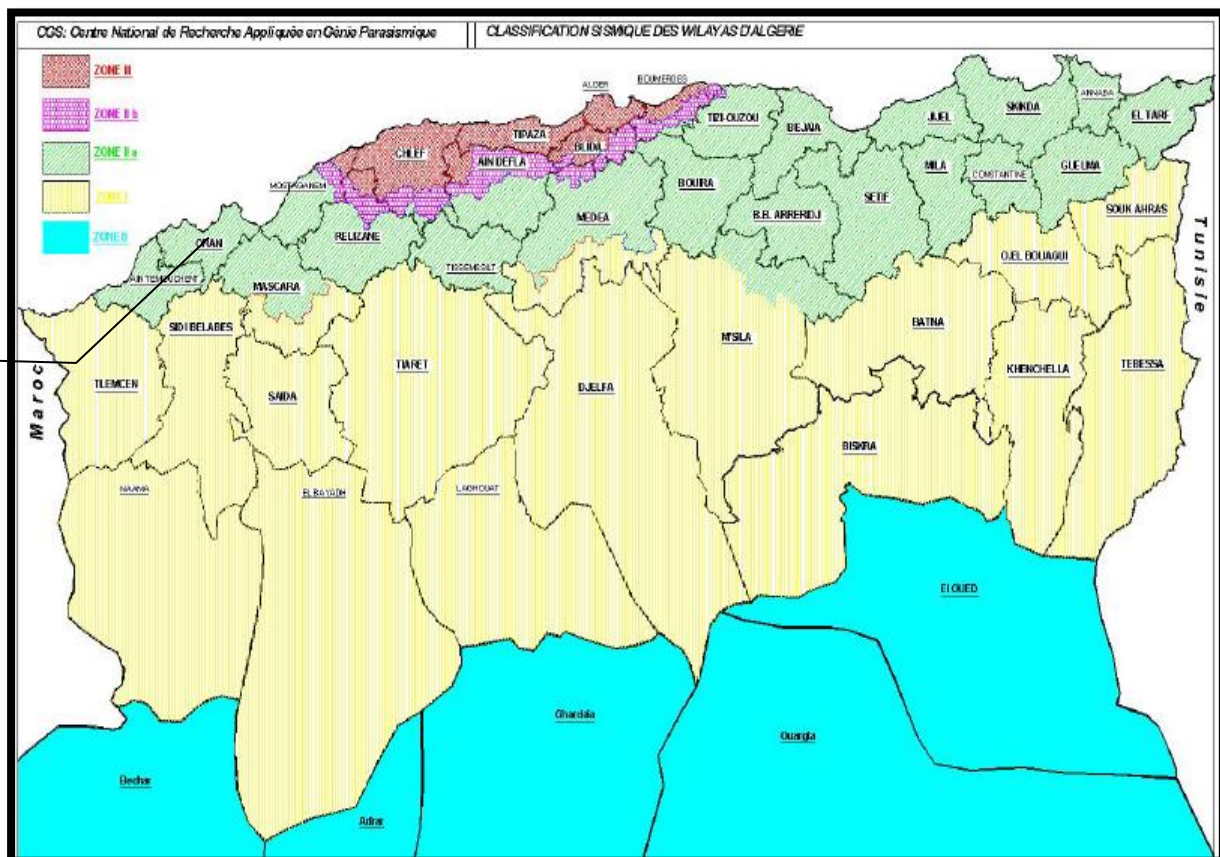


Figure II- 9: Carte de micro zonage de l'Algérie (selon le RPA-99- Addenda 2003)

Notre aménagement est classé selon son importance en groupe d'usage (**1B**) à partir du paragraphe 3.2 de règlement parasismique Algérien (RPA 99). Il est situé dans la zone sismique (**IIa**) selon le paragraphe 4.2.3 de règlement Algérien en vigueur. Le coefficient d'accélération de cette zone est égal à **0.20 g** selon le tableau suivant :

Tableau II- 7 : 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.

1 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 du centre de la ville d'El Ançor 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.

2 Caractéristiques géographique de BV :

2.1 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 30) de l'exutoire sont les suivantes :

Longitude : $X = 149.316 \text{ Km}$.

Latitude : $Y = 3958.206 \text{ Km}$.

Altitude : $Z = 10 \text{ m}$.

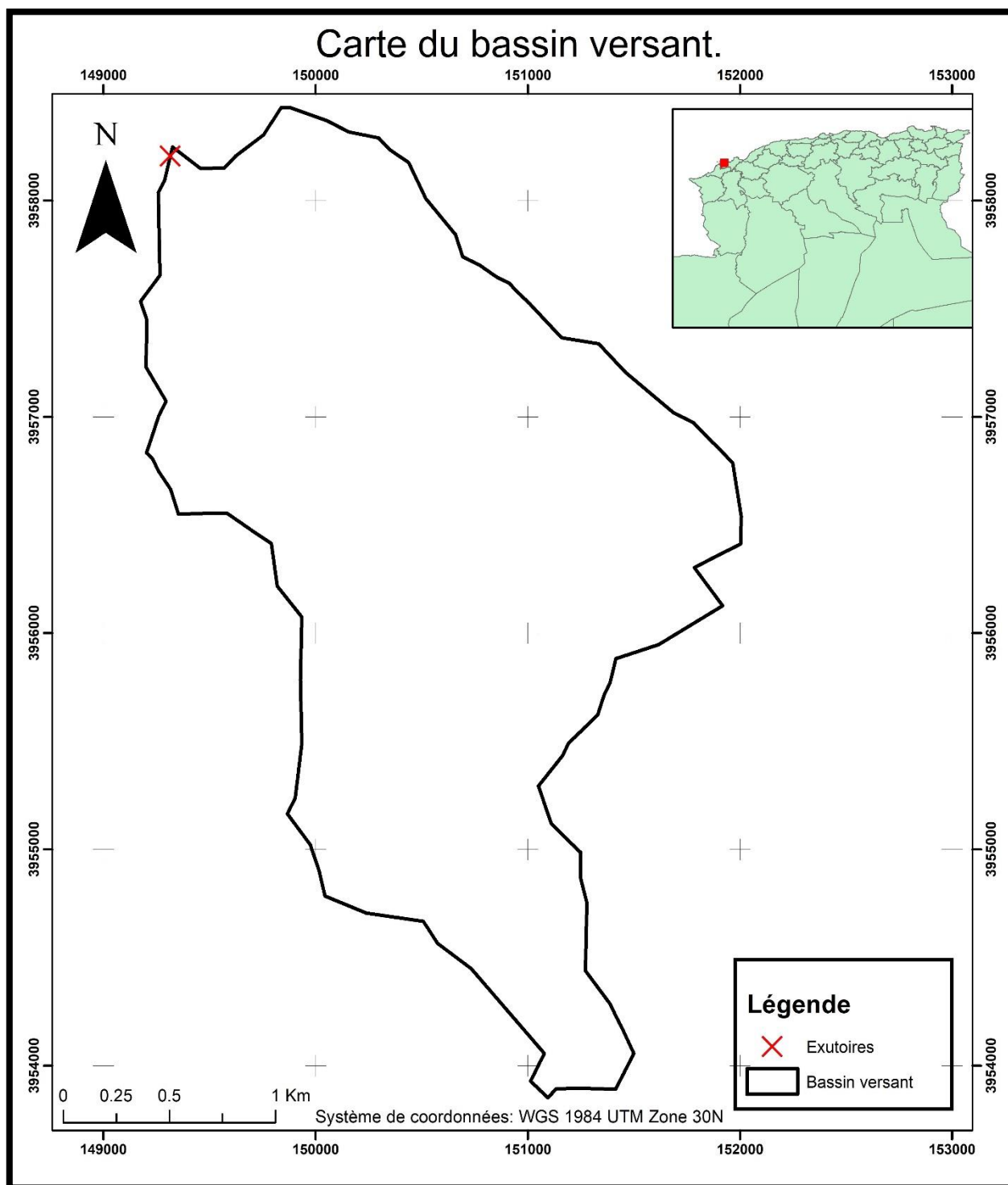


Figure III- 1: Carte du bassin versant.(ArcGis)

3 Caractéristiques morphologique du BV :

3.1 Caractéristiques de forme :

3.1.1 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 [Km²].

3.1.2 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 bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement.

Les dimensions sont tirées comme suite :

$$S=L_r * l_r \text{ et } P=(L_r+l_r) * 2$$

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 :

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

3.1.3 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).

3.1.4 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 (Km ²)	Périmètre (Km)	K_c	K_h	L_r (Km)	l_r (Km)	C_a
6.631	13.108	1.43	0.99	5.27	1.26	1.015

3.2 Caractéristiques du relief :

3.2.1 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 $S=6.631 \text{ Km}^2$ (Calculer par ArcGis).

3.2.2 Périmètre :

Le périmètre du bassin versant correspond à sa limite extérieure. Dans notre cas $P=13.108 \text{ Km}$ (Calculer par ArcGis).

3.2.3 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.

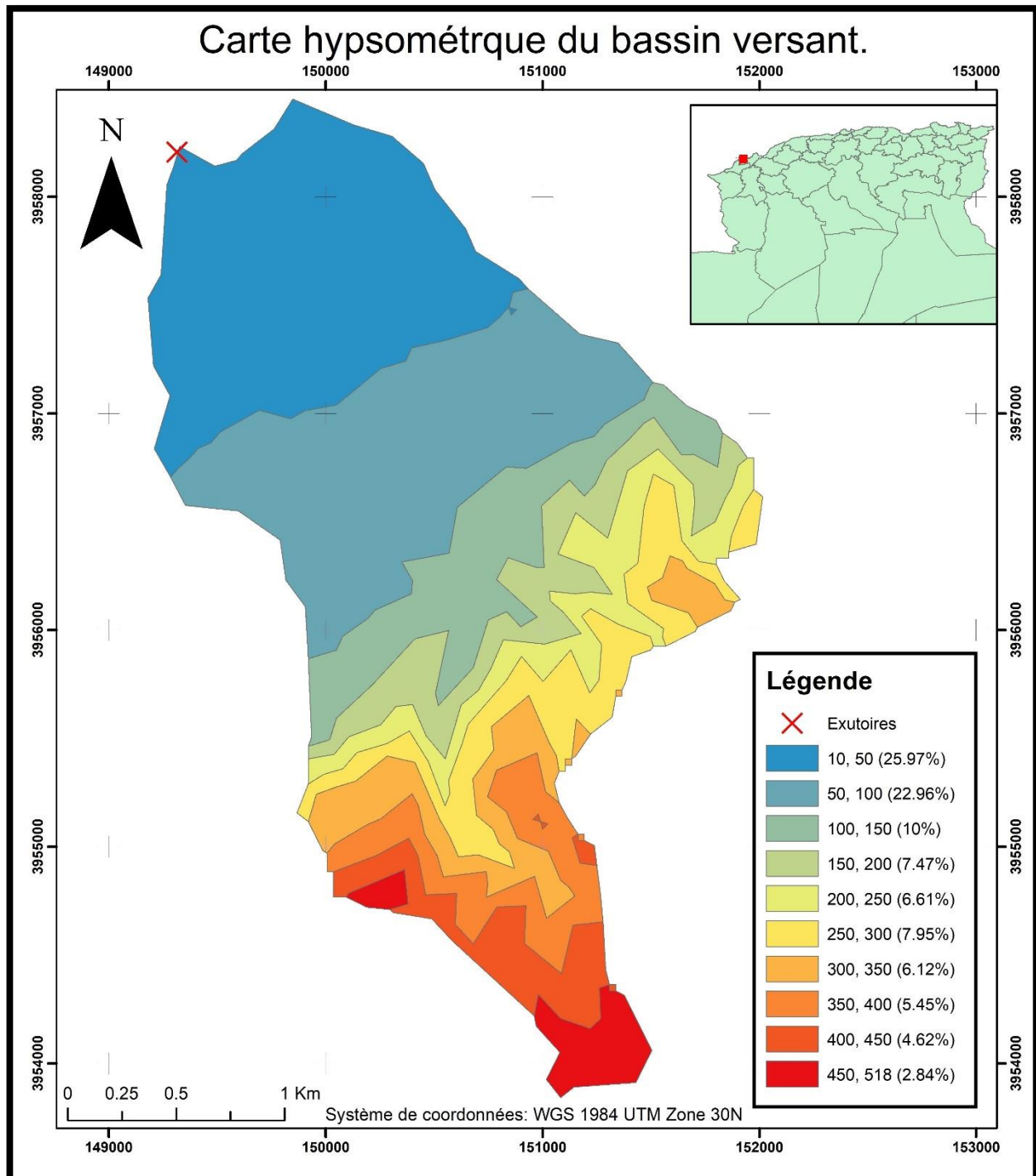


Figure III- 2: Carte hypsométrique du bassin versant.(ArcGis)

Le tableau suivant montre les paramètres hypsométriques du bassin versant :

Tableau III- 2: Paramètres hypsométriques du bassin versant.

Altitude (m)	Hi (m)	Surface (Km ²)	Surface (%)	S Cumulée (km ²)	S Cumulée (%)
10-50	30	1.724161	25.9712905	1.724161	25.9712905
50-100	75	1.523949	22.9554678	3.24811	48.9267583
100-150	125	0.664012	10.0021103	3.912122	58.9288687
150-200	175	0.495746	7.46749486	4.407868	66.3963635
200-250	225	0.43906	6.61362531	4.846928	73.0099888
250-300	275	0.527838	7.95090137	5.374766	80.9608902
300-350	325	0.40649	6.12301861	5.781256	87.0839088
350-400	375	0.362046	5.45355211	6.143302	92.5374609
400-450	425	0.306684	4.61962617	6.449986	97.1570871
450-518	484	0.188733	2.84291292	6.638719	100

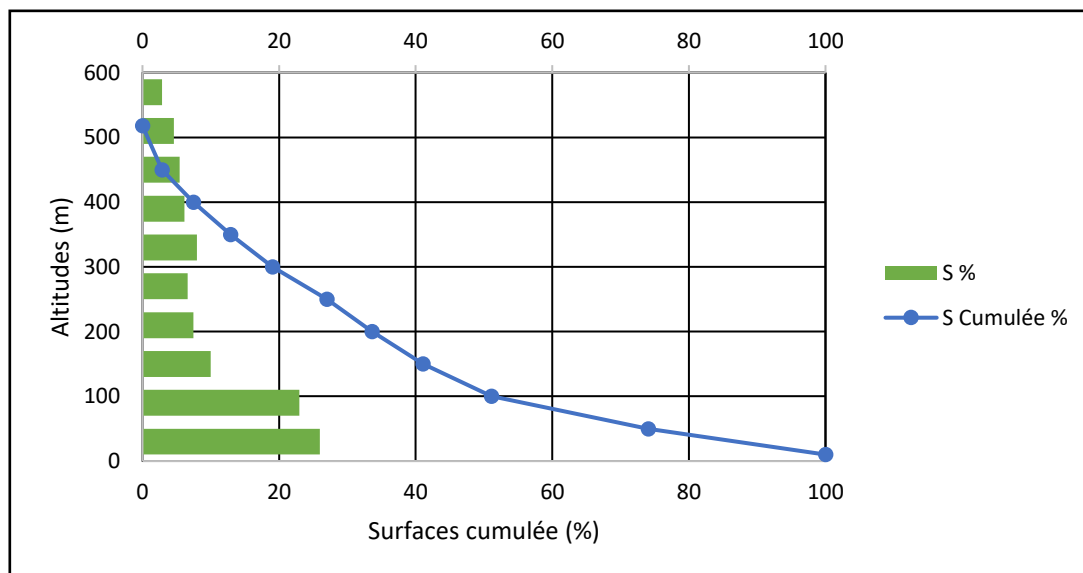


Figure III- 3: Courbe hypsométrique du bassin versant.

3.2.4 Longueur du talweg principal :

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

$$L = 2.594 \text{ Km}$$

3.2.5 Les altitudes :

3.2.5.1 L'altitude H5% :

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

3.2.5.2 L'altitude H95% :

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

3.2.5.3 L'altitude H50% :

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

3.2.5.4 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)
518	10	161.07	20	105	425

3.2.6 Les pentes du bassin versant :

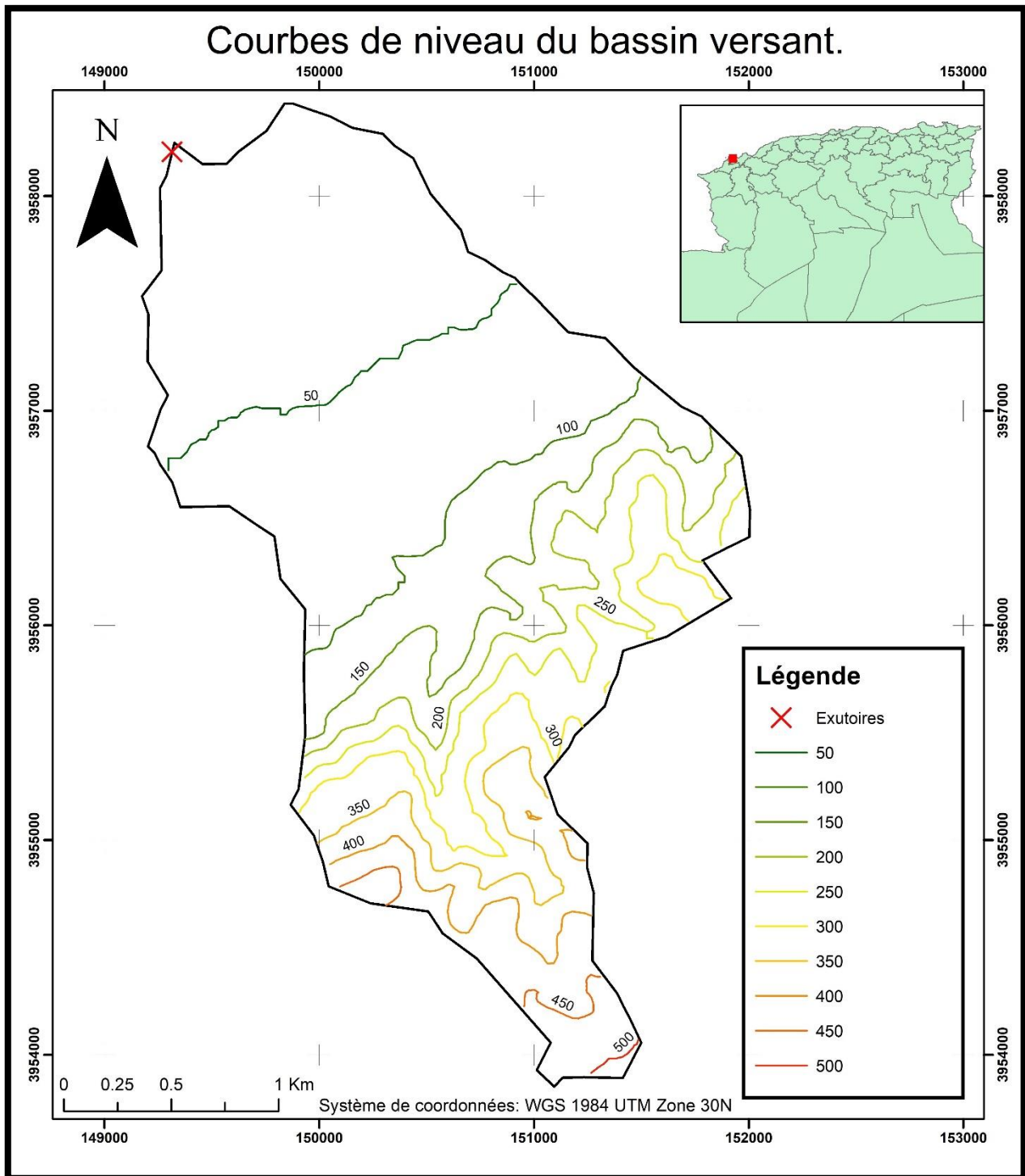


Figure III- 4: Carte des courbes de niveaux du bassin versant.(ArcGis)

3.2.6.1 Pente moyenne « I_m » :

Elle est calculée par la formule suivante :

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

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).

L_1, L_2, \dots, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

3.2.6.2 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).

3.2.6.3 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).

3.2.7 Dénivelée Spécifique « D_s » :

Elle nous permet de connaître 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 (Km²).

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
0.209	0.096	0.077	197.89	Fort

3.3 Caractéristiques hydrologiques :

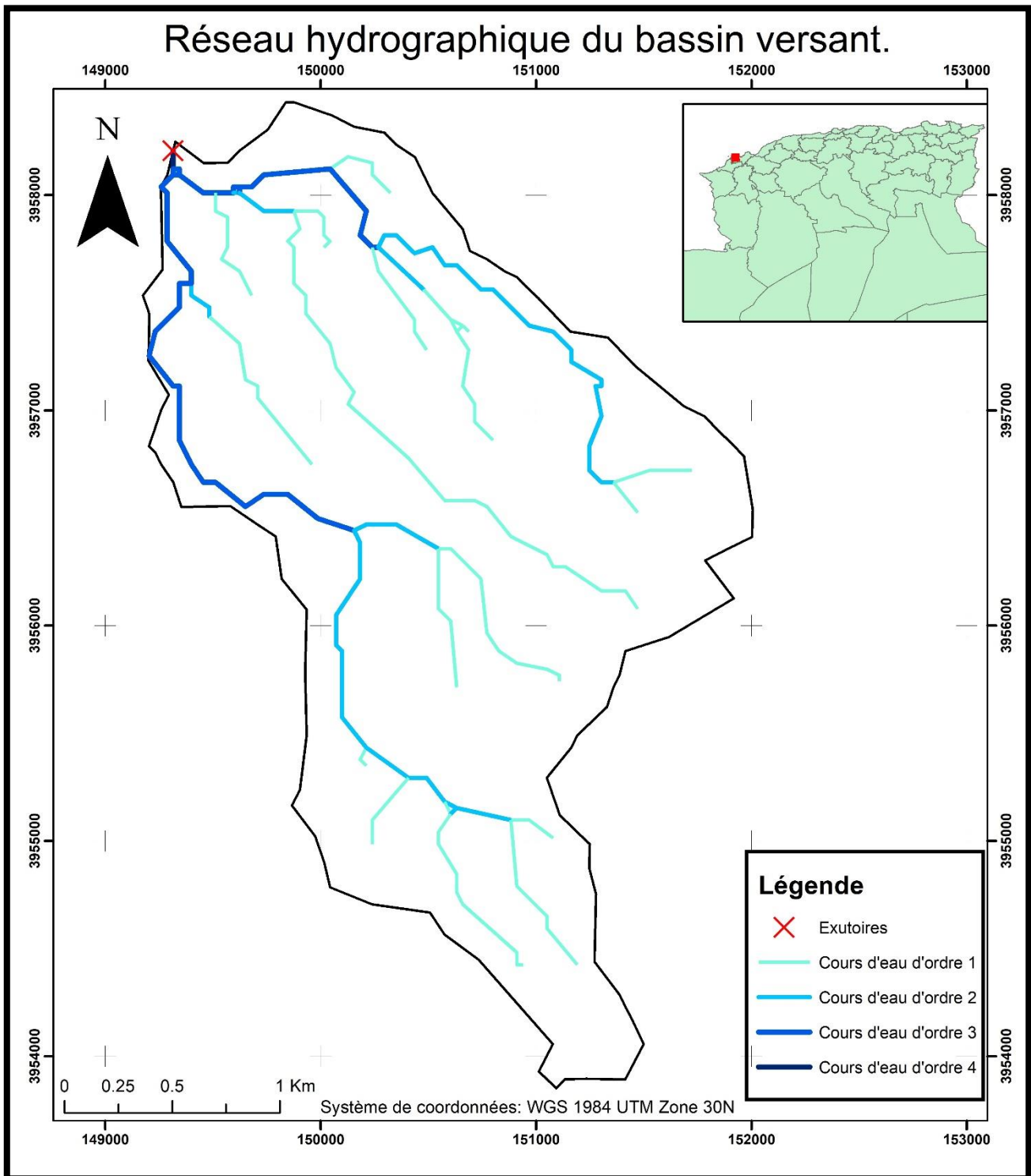


Figure III- 5: Carte du réseau hydrographique de bassin versant.(ArcGis)

3.3.1 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 (Km ²)	D_d (Km/Km ²)
20.17	6.631	3.04

3.3.2 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 (Km ²)	F (Km ⁻²)
17	6.631	2.56

3.3.3 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 :

$$C_t = 7.7824$$

3.3.4 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 (Km²).

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 de temps de concentration.

Formule	GIANDOTTI	KIRPICH	ESPAGNOLE	TURRAZZA
T _c (h)	1.44	0.53	0.5	0.71

3.3.5 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 :

$$V_r = 5.19 \text{ Km/h}$$

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

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

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur	
Surface	S	Km ²	6.631	
Périmètre	P	Km	13.108	
Longueur du talweg principal	L	Km	2.594	
Pente du talweg principal	I _c	%	0.031	
Indice de compacité	K _c	/	1.43	
Coeff. d'allongement	C _a	/	1.015	
Rectangle	Longueur	L _r	Km	5.27
équivalent	Largeur	l _r	Km	1.26
	Maximale	H _{max}	m	518
	Minimale	H _{min}	m	10
Altitudes	Moyenne	H _{moy}	m	161.07
	Médiane	H _{50%}	m	105
	95%	H _{95%}	m	20
	5%	H _{5%}	m	425
	Pente moyenne	I _m	%	0.209
	Indice de pente moyenne	I _{pm}	%	0.096
	Indice de pente globale	I _g	%	0.077
	Dénivelée spécifique	D _s	m	197.89
	Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	3.04
	Densité hydrographique	F	Km ²	2.56
	Coefficient de torrentialité	C _t	Km ⁻³	7.7824
	Temps de concentration	T _c	h	0.5
	Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	5.19

4 Etude des précipitations :

4.1 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.

Dans notre cas, nous avons analysés les données disponibles dans la station pluviométrique de Bousfer (La station la plus proche de notre bassin versant).

Tableau III- 9: Coordonnées de la station pluviométrique.

STATION	CODE ANRH	COORDONNEES LAMBERT		N
		X	Y	
BOUSFER	040301	182,500	272,500	31

4.1.1 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 30 ans sans Lacune pour les Pluies Mensuelles et Annuelles :

Tableau III- 10: Répartitions des pluies moyenne annuelle.

Mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOU	Total
P (mm)	10,89	37,47	53,21	70,63	62,48	51,16	38,50	37,95	18,84	4,93	0,4	0,56	387
P (%)	2,81	9,68	13,75	18,25	16,14	13,22	9,95	9,81	4,86	1,27	0,11	0,15	100

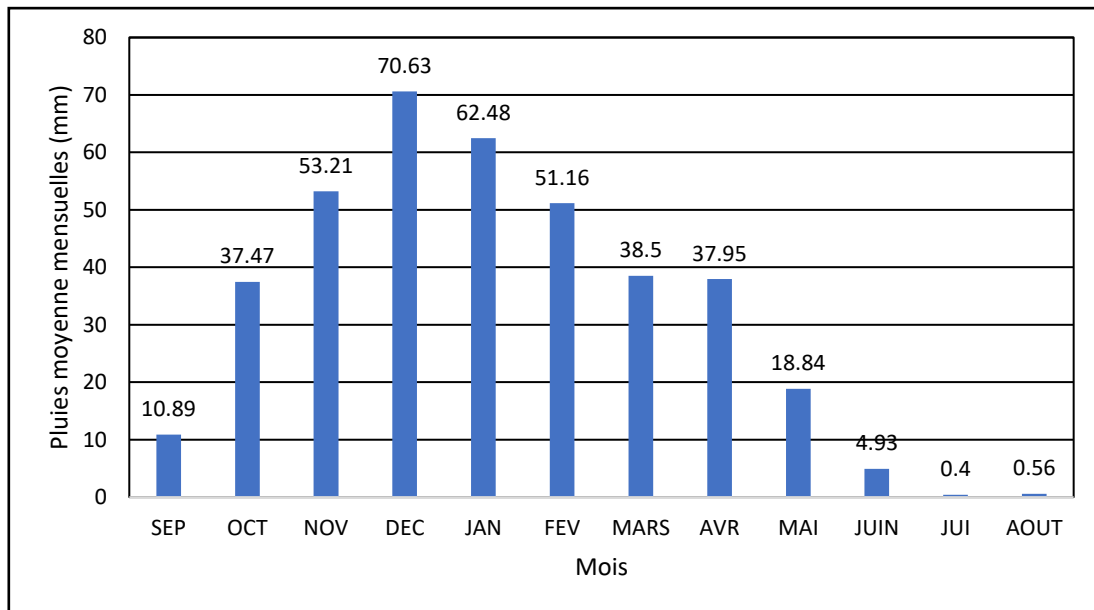


Figure III- 6: Répartition des pluies moyennes mensuelles.

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 :

- 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		

4.1.1.1 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

4.1.1.2 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.

4.1.1.2.1 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

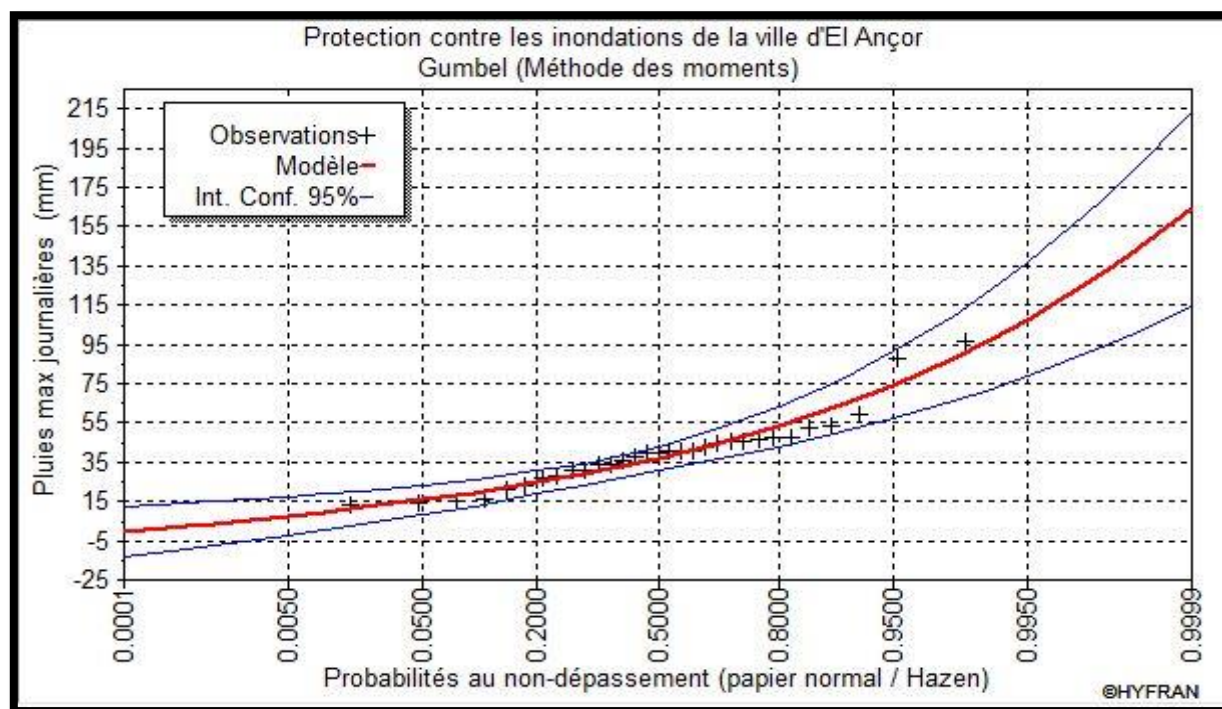


Figure III- 7: Représentation graphique de la loi de Gumbel.

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

4.1.1.2.2 Test d'adéquation χ^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 H₀ au niveau de signification de 5%.

4.1.1.2.3 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

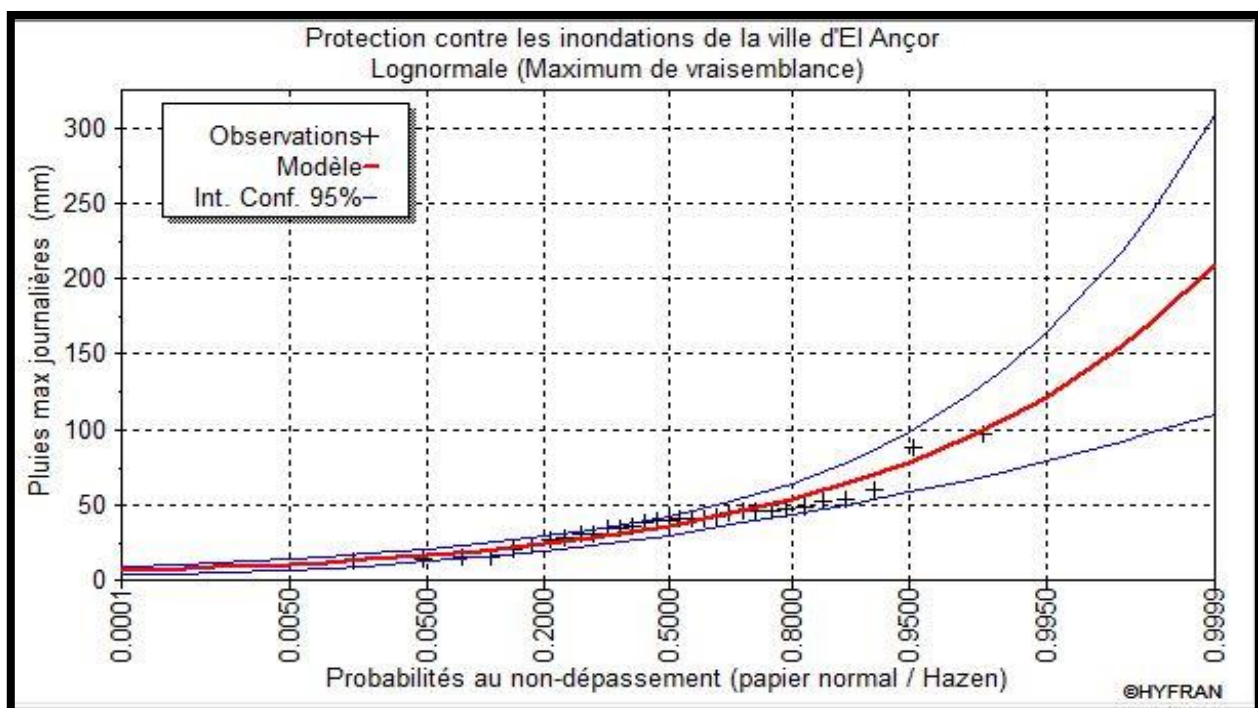


Figure III- 8: Représentation graphique de la loi Log-normale.

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

4.1.1.2.4 Test d'adéquation X²:

- Hypothèse :
 - H₀ : L'échantillon provient d'une loi log-normale.
 - H₁ : 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 H₀ au niveau de signification de 5%, mais on l'accepte au niveau de signification de 1%.

4.1.1.2.5 Ajustement de la série à la loi 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- 19: Résultat de l'ajustement à la loi Normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour (mm)	L'écart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	96.846	8.076	81.014-112.68
100	0.9900	82.75	6.46	70.086-95.414
50	0.9800	77.718	5.912	66.129-89.308
20	0.9500	70.170	5.134	60.105-80.234
10	0.9000	63.461	4.508	54.624-72.297
5	0.8000	55.334	3.874	47.739-62.929

2	0.5000	39.803	3.315	33.304-46.302
---	--------	--------	-------	---------------

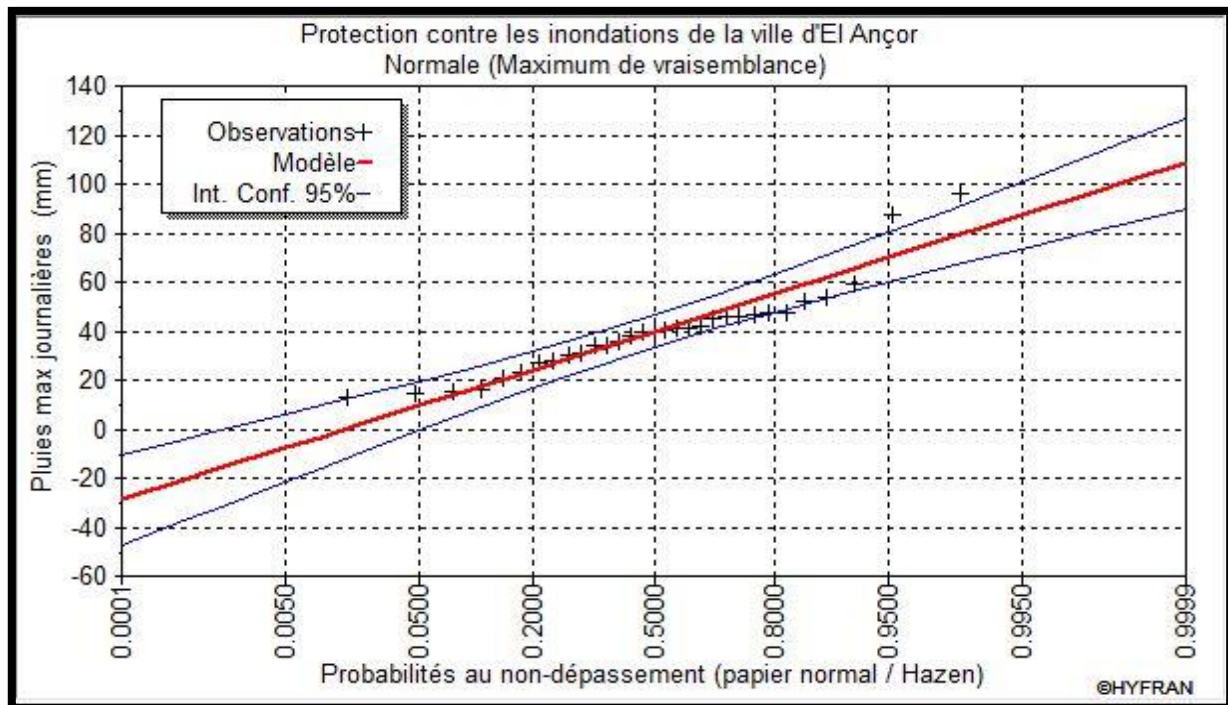


Figure III- 9: Représentation graphique de la loi Normale.

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

Tableau III- 20: Comparaison des caractéristiques de la loi Normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi normale	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	13.3
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	39.803	39.803
Médiane	39.803	40
L'écart type	18.457	18.457
Coefficient de variation « Cv »	0.464	0.464
Coefficient d'asymétrie « Cs »	0	1.276
Coefficient d'aplatissement « Ck »	3	4.907

4.1.1.2.6 Test d'adéquation X^2 :

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

- Résultat :

Tableau III- 21: Résultats du test d'adéquation (Normale).

Degré de liberté	P-value	X ²
4	0.406	4

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5%.

4.1.1.3 Choix de la loi d'ajustement :

D'après les tests d'adéquations on remarque que la loi de Log-normale ne peut être utiliser. Il faut alors choisir entre les deux restantes. Après avoir analyser les deux graphes résultants des deux autres lois, on opte pour l'ajustement par la loi de Gumbel.

4.1.1.4 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.

Tableau III- 22: Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période de retour (ans)	1000		100		50		20		10		5		2	
Fréquence (%)	0.1		1		2		5		10		20		50	
P _j max (mm)	130.9		97.7		87.65		74.24		63.88		53.08		36.77	
Durée (h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0.25	29.70	118.78	22.16	88.66	19.88	79.54	16.84	67.37	14.49	57.97	12.04	48.17	8.34	33.37
0.5	37.20	74.40	27.76	55.53	24.91	49.82	21.10	42.20	18.15	36.31	15.08	30.17	10.45	20.90
1	46.60	46.60	34.78	34.78	31.20	31.20	26.43	26.43	22.74	22.74	18.90	18.90	13.09	13.09
2	58.37	29.19	43.57	21.78	39.09	19.54	33.11	16.55	28.49	14.24	23.67	11.84	16.40	8.20
3	66.59	22.20	49.70	16.57	44.59	14.86	37.77	12.59	32.50	10.83	27.00	9.00	18.71	6.24
4	73.12	18.28	54.57	13.64	48.96	12.24	41.47	10.37	35.68	8.92	29.65	7.41	20.54	5.14
5	78.62	15.72	58.68	11.74	52.64	10.53	44.59	8.92	38.37	7.67	31.88	6.38	22.09	4.42
6	83.42	13.90	62.26	10.38	55.86	9.31	47.31	7.89	40.71	6.79	33.83	5.64	23.43	3.91
7	87.71	12.53	65.46	9.35	58.73	8.39	49.74	7.11	42.80	6.11	35.57	5.08	24.64	3.52
8	91.60	11.45	68.36	8.55	61.33	7.67	51.95	6.49	44.70	5.59	37.14	4.64	25.73	3.22
9	95.17	10.57	71.03	7.89	63.73	7.08	53.98	6.00	46.44	5.16	38.59	4.29	26.73	2.97
10	98.49	9.85	73.51	7.35	65.95	6.59	55.86	5.59	48.06	4.81	39.94	3.99	27.67	2.77
11	101.58	9.23	75.82	6.89	68.02	6.18	57.61	5.24	49.57	4.51	41.19	3.74	28.54	2.59
12	104.50	8.71	77.99	6.50	69.97	5.83	59.27	4.94	51.00	4.25	42.38	3.53	29.35	2.45
13	107.25	8.25	80.05	6.16	71.81	5.52	60.83	4.68	52.34	4.03	43.49	3.35	30.13	2.32
14	109.87	7.85	82.00	5.86	73.57	5.25	62.31	4.45	53.62	3.83	44.55	3.18	30.86	2.20
15	112.36	7.49	83.86	5.59	75.23	5.02	63.72	4.25	54.83	3.66	45.56	3.04	31.56	2.10
16	114.74	7.17	85.64	5.35	76.83	4.80	65.07	4.07	55.99	3.50	46.53	2.91	32.23	2.01
17	117.02	6.88	87.34	5.14	78.36	4.61	66.37	3.90	57.11	3.36	47.45	2.79	32.87	1.93
18	119.22	6.62	88.98	4.94	79.83	4.43	67.61	3.76	58.18	3.23	48.34	2.69	33.49	1.86
19	121.33	6.39	90.55	4.77	81.24	4.28	68.81	3.62	59.21	3.12	49.20	2.59	34.08	1.79
20	123.37	6.17	92.08	4.60	82.61	4.13	69.97	3.50	60.21	3.01	50.03	2.50	34.66	1.73
21	125.34	5.97	93.55	4.45	83.93	4.00	71.09	3.39	61.17	2.91	50.83	2.42	35.21	1.68
22	127.25	5.78	94.97	4.32	85.21	3.87	72.17	3.28	62.10	2.82	51.60	2.35	35.75	1.62
23	129.10	5.61	96.36	4.19	86.45	3.76	73.22	3.18	63.00	2.74	52.35	2.28	36.27	1.58
24	130.90	5.45	97.70	4.07	87.65	3.65	74.24	3.09	63.88	2.66	53.08	2.21	36.77	1.53

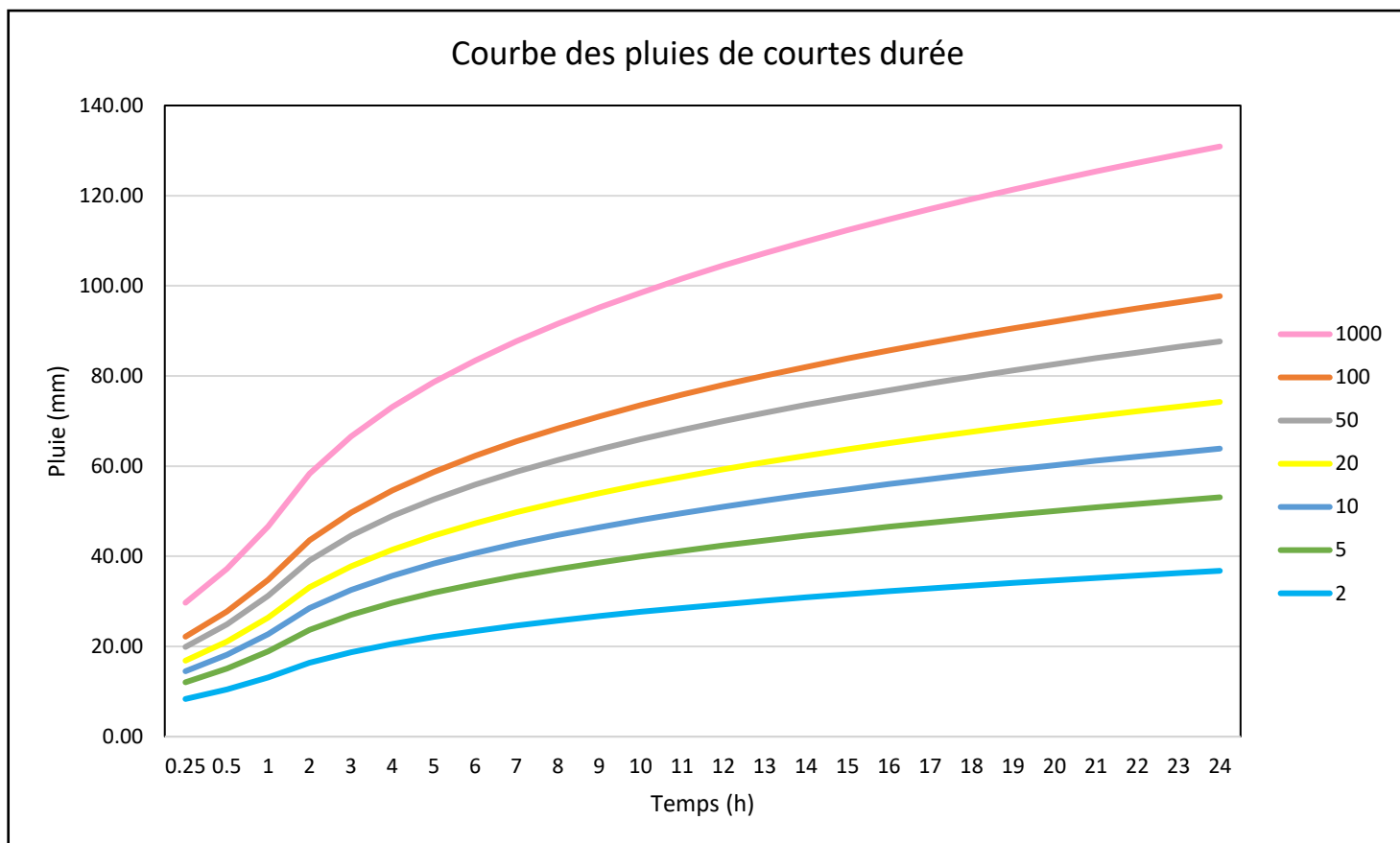


Figure III- 10: Courbe des pluies de courtes durée.

4.2 Etude des apports :

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

4.2.1 Apport liquide :

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

- Formule de l'ANRH.
- Formule dite « Algérienne ».
- Formule de DERIE II.
- Formule de MEDNGUER.

4.2.1.1 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- 23: Résultat de l'apport liquide par la formule de l'ANRH.

S (Km ²)	P _{moy} (m)	A (Mm ³)	A (m ³)
6.631	0.387	0.352052	352052.04

4.2.1.2 Formule dite « Algérienne » :

$$A_0 = L_e * S \tag{24}$$

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

Avec :

A₀: Apport moyen interannuel (m³).

P: Pluie moyenne annuelle (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Le : Lamme d'eau (mm).

Kp= 0.18 - 0.01*log(S).

Application numérique :

Tableau III- 24: Résultat de l'apport liquide par la formule Algérienne.

S (Km ²)	P (m)	K _p	L _e (mm)	L _e (m)	A (Mm ³)	A (m ³)
6.631	0.387	0.17	24.91	0.02491	0.16517821	165178.21

4.2.1.3 Formule de DERIE II :

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

Avec :

A₀: Apport moyen interannuel (m³).

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- 25: Résultat de l'apport liquide par la formule de DERIE II.

S (Km ²)	P _{moy} (m)	D _d (Km ⁻¹)	A (Mm ³)	A (m ³)
6.631	0.387	3.04	0.600605	600605.09

4.2.1.4 Formule de MEDINGUER :

$$A_0 = L_e * S \tag{27}$$

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

Avec :

A_0 : Apport moyen interannuel (m^3).

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

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

L_e : Lamme d'eau (mm).

Application numérique :

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

Tableau III- 26: 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)
6.631	0.387	16.51	0.0165	0.10951823	109518.23

Comparaison :

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

Tableau III- 27: Comparaison des formules.

ANRH	Algérienne	DERRIE	MEDINGUER	Somme	Moyenne	Erreur			
352052.04	165178.21	600605.09	109518	1227353.57	306838.3925	0.15	0.46	0.96	0.64

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

$$A_0 = 352052.04 \text{ m}^3$$

4.2.2 Caractéristiques de l'écoulement :

4.2.2.1 Module d'écoulement :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \tag{29}$$

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- 28: Valeur du module d'écoulement.

A_0 (m^3)	A_0 (l)	T (s)	M_e (l/s)
352052.04	352052040	31536000	11.16

4.2.2.2 Module d'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \tag{30}$$

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- 29: Valeur du module d'écoulement relatif.

S (Km ²)	M _e (l/s)	M ₀ (l/s/m ²)
6.631	11.16	1.683

4.2.2.3 **Lame d'eau écoulée :**

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

Avec :

L_e : Lame d'eau (mm).

A₀ : Apport moyen interannuel (m³).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III- 30: Valeur de lame d'eau.

S (Km ²)	A ₀ (m ³)	L _e (mm)
6.631	352052.04	53.09

4.2.2.4 **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- 31: Valeur du coefficient d'écoulement.

L _e (mm)	P _{moy} (mm)	C _e
55.09	387	0.1423

4.2.2.5 **Coefficient de variation :**

On va utiliser des formules empiriques pour le calculer.

4.2.2.5.1 **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 :

C_v : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²).

M_0 : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau III- 32: Résultat du coefficient de variation par la formule de SOKOLOVSY.

S (Km ²)	M ₀ (l/s/Km ²)	a	C _v
6.631	1.683	0.7144	0.659

4.2.2.5.2 Formule de KRISTEKLY MENKEL :

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

Avec :

C_v : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²).

M₀ : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

Tableau III- 33: Résultat du coefficient de variation par la formule de KRISTEKLY MENKEL.

S (Km ²)	M ₀ (l/s/Km ²)	C _v
6.631	1.683	0.6437

4.2.2.5.3 Formule Algérienne :

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

Avec :

C_v : Coefficient de variation.

M₀ : Module d'écoulement relatif (l/s/Km²).

K : Coefficient de réduction (K=0.66).

Tableau III- 34: Résultat du coefficient de variation par la formule Algérienne.

M ₀ (l/s/Km ²)	K	C _v
1.683	0.66	0.5445

4.2.2.5.4 Formule de l'ANTONOV :

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

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III- 35: Résultat du coefficient de variation par la formule de l'ANTONOV.

S(Km ²)	C _v
6.631	0.3579

4.2.3 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 solides :

4.2.3.1 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- 36: 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- 37: Résultat de la dégradation spécifique.

L_e (m)	α	T_a (T/Km²/an)
0.01651	350	189.12

4.2.3.2 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 (m³/s).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Application numérique :

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

Tableau III- 38: Résultat du transport solide.

Q (m³/s)	S (Km²)	D_s (T/Km²/an)
81.83	6.631	80.76

5 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.

5.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels :

5.1.1 Formules empiriques :

5.1.1.1 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 bassin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

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

On prend $\gamma=2$ d'où $F=1.2$

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

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (42)$$

Avec :

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

Application numérique :

Tableau III- 39: 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)
5	15.08	0.19	1.90

10	18.15	0.234	3.23
20	21.10	0.269	4.69
50	24.91	0.307	6.81
100	27.76	0.331	8.50

5.1.1.2 Formule de TURAZZA :

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

Avec :

$Q_{max,\%}$: Débit maximal pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

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

Tableau III- 40: Valeurs du coefficient de ruissellement.

Période de retour	100	50	20	10	5	2
Fréquence %	1	2	5	10	20	50
C	0.8	0.75	0.55	0.6	0.7	0.75

Application numérique :

Tableau III- 41: Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de TURAZZA.

Période de retour (ans)	I_{tc} (mm/h)	C	$Q_{max,\%}$ (m³/s)
5	30.17	0.7	38.9
10	36.31	0.6	40.13
20	42.20	0.55	42.75
50	49.82	0.75	68.83
100	55.53	0.8	81.83

5.1.1.3 Formule de MALLET-GAUTHIER :

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

Avec :

$Q_{max,\%}$: Débit maximal pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

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- 42:** Résultats des débits max pour différent période de retour par la formule de MALLET-GAUTHIER .

Période de retour (ans)	$Q_{max,\%}$ (m ³ /s)
5	29.21
10	34.62
20	39.29
50	44.73
100	48.43

5.1.1.4 Formule de GIANDOTTI :

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

Avec :

$Q_{max,\%}$: Débit maximal pour une fréquence donnée (m³/s).

H_{moy} : Altitude moyenne (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

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- 43:** 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)
5	15.08	14.38
10	18.15	17.30
20	21.10	20.12
50	24.91	23.75
100	27.76	26.47

5.1.1.5 Interprétation des résultats :

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

Tableau III- 44: Récapitulatif des débits max par les différentes formules.

Période de retour (ans)	$Q_{max, \%} (m^3/s)$			
	SOKOLOVSKY	TURAZZA	MALLET-GAUTHIER	GIANDOTTI
5	6.84	38.9	29.21	14.38
10	11.63	40.13	34.62	17.30
20	16.88	42.75	39.29	20.12
50	24.52	68.83	44.73	23.75
100	30.60	81.83	48.43	26.47

5.1.2 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).

5.1.2.1 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.

5.1.2.2 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.

5.1.2.3 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 ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$.

- 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.

$$p = Q_{max}/Q_{moy} \quad (50)$$

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

5.1.2.4 Application numérique :

- Ajustement de la série pluviométrique Pjmax de la station de « Bousfer » (040301) du bassin voisin à la loi de GUMBEL, en utilisant le logiciel HYFRAN.

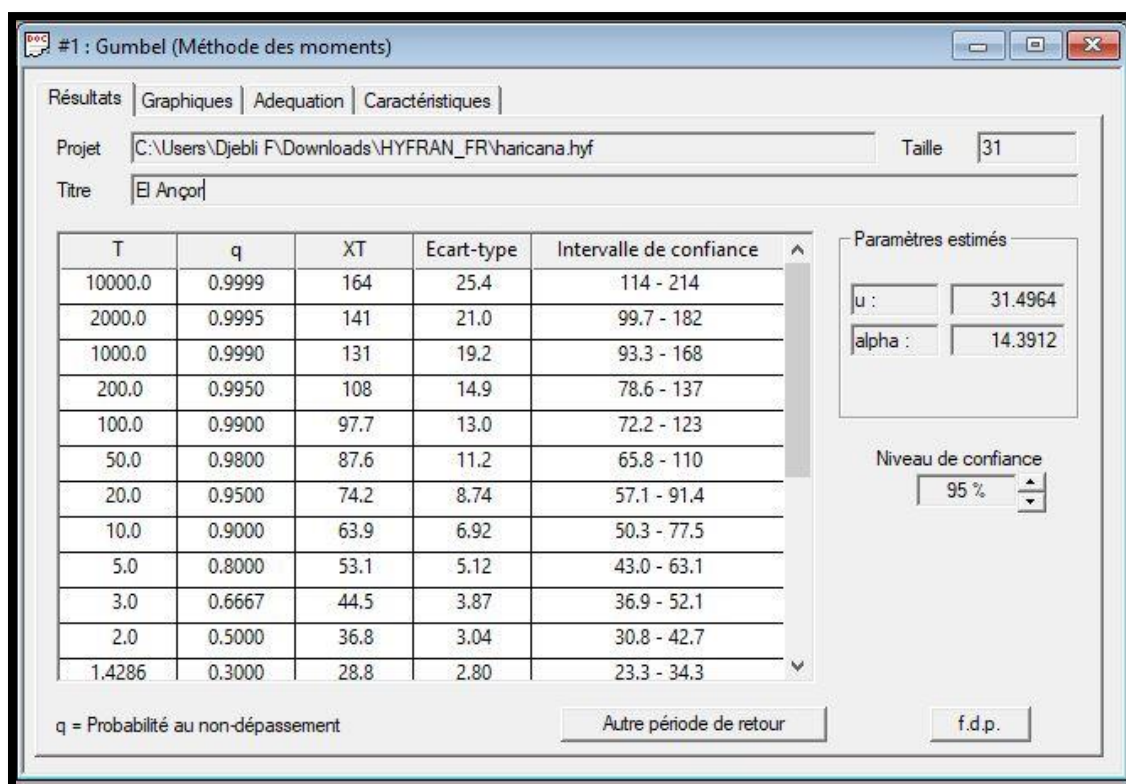


Figure III- 11: La représentation graphique de la loi Gumbel

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- 45: Les caractéristiques de la loi de Gumbel.

Taille de l'échantillon	31
Moyenne	39.8 mm
Ecart-type	18.5 mm
Paramètre de l'ajustement de Gumbel	31.5
Paramètre de l'ajustement de Gumbel (pente)	14.39

L'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P (mm) = 14.39 \times \mu + 31.5 \quad (52)$$

Le GRADEX est donc : $a = 14.39$ mm

• Après l'examen des enregistrements des crues de la station de « Bousfer » (040301) on a estimé le temps de base par : $n=24$ heures.

• L'ajustement de la série des débits de la station de « Bousfer » (040301) à la loi de GUMBEL nous a donnée: $Q_{10ans} = 13.95$ m³/s pour un bassin versant d'une superficie égale à 3.038km².

Alors on a :

$$Q_{10ans}(Bousfer)/S(Bousfer) = Q_{10ans}(El Ançor)/S(El Ançor) \quad (53)$$

Application numérique :

$$Q_{10\text{ans}}(\text{El Ançor}) = (13.95 \times 3.038) / 6.631 = 6.39 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_{10\text{ans}}(\text{El Ançor}) = (6.39 \times 3.6 \times 24) / 6.631 = 83.25 \text{ mm}$$

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

$$Q(\mu\%) = a\mu + b' \tag{54}$$

a : le GRADEX = 14.39 mm

μ : variable réduite de GUMBEL tel que $\mu_{10\text{ans}} = 2.25$.

$$b' = Q_{10\text{ans}} - a \cdot \mu_{10\text{ans}} = 83.25 - 14.39 \times 2.25 = 50.87 \text{ mm}$$

Donc : l'équation du débit extrapolé est :

$$Q\mu\% = 14.39 \mu + 50.87 \tag{55}$$

- 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).

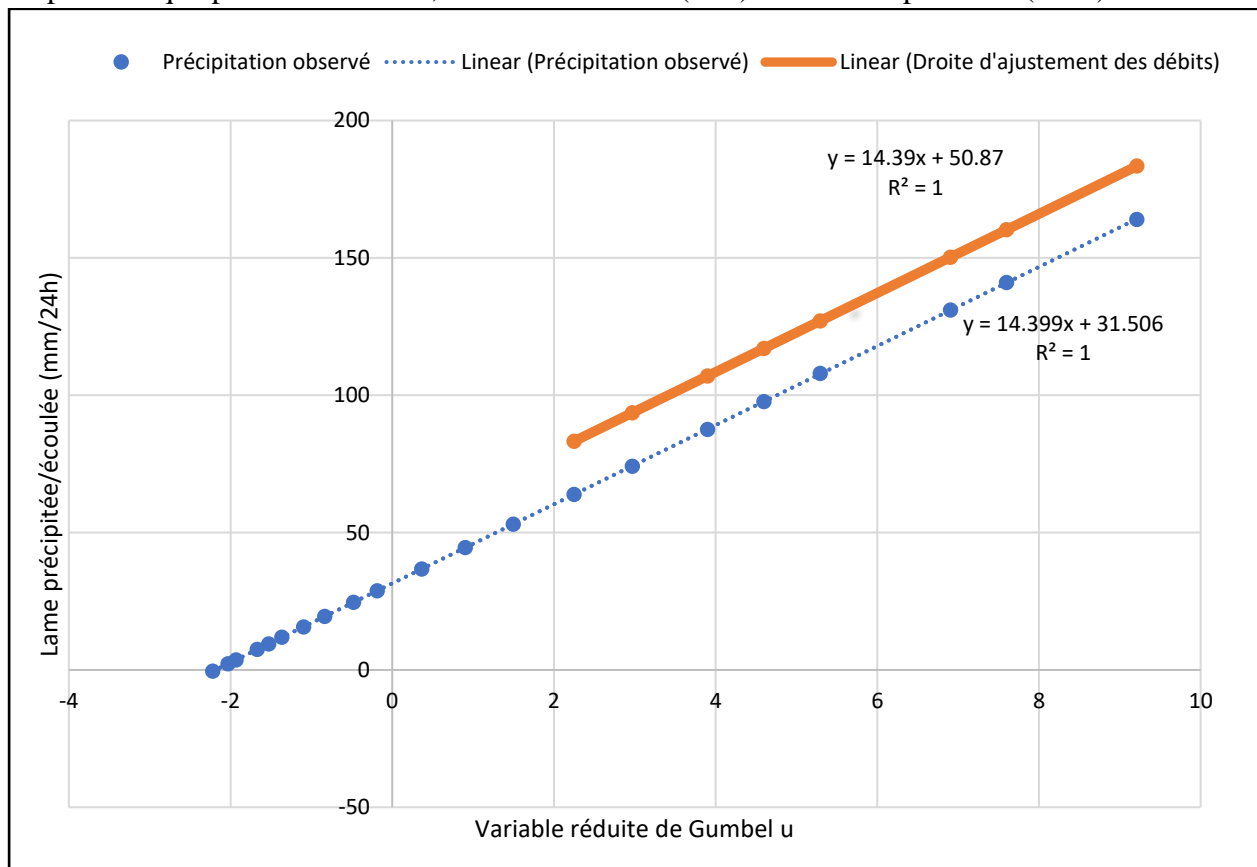


Figure III- 12: Graphe de la méthode de GRADEX

Pour le calcul des débits de pointe ; L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de « Bousfer » (040301) nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant : $P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 3$.

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- 46: Débits de pointe de bassin versant par la méthode GRADEX.

T (ans)	F _(x)	μ	Q _μ % [mm/24h]	Q _T (m ³ /s)	Q _P (m ³ /s)
10	0.900	2.25	83.25	18.42	55.26
20	0.950	2.97	93.61	20.71	62.13
50	0.980	3.90	107.02	23.68	71.03
100	0.990	4.60	117.07	25.90	77.70
500	0.998	6.21	127.08	28.11	84.34
1000	0.999	6.91	150.27	33.24	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- 47: Les débits calculés par la méthode de GRADEX et la formule de TURRAZA

T (ans)	TURRAZA	GRADEX
10	40.13	55.26
20	42.75	62.13
50	68.83	71.03
100	81.83	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.

5.1.3 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.

5.1.3.1 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 bassin versants).

T_c : Temps de concentration (h).

Q_{max} : Débit maximal (m³/s).

Q_m : Débit instantané de montée (m³/s).

5.1.3.2 Temps de décrue :

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

$$T_b = T_d + T_m \tag{58}$$

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 :

$$T_d = \delta * T_m \tag{59}$$

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

Tableau III- 48: 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 : $\delta = 2.5$

Représentation des débits de crues en fonction du temps :

Tableau III- 49: Valeurs des débits des crues en fonction du temps.

t (h)	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
0.1	1.556	1.605	1.71	2.753	3.273
0.2	6.224	6.421	6.84	11.013	13.093
0.3	14.004	14.447	15.39	24.779	29.459
0.4	24.896	25.683	27.36	44.051	52.371
0.5	38.900	40.130	42.75	68.830	81.83
0.6	30.291	31.249	33.289	53.597	63.72
0.7	23.056	23.785	25.338	40.796	48.501
0.8	17.076	17.616	18.766	30.215	35.921
0.9	12.231	12.618	13.442	21.642	25.73
1	8.402	8.668	9.234	14.867	17.675
1.1	5.47	5.643	6.011	9.678	11.506
1.2	3.314	3.418	3.642	5.863	6.971

1.4	0.854	0.881	0.938	1.511	1.796
1.5	0.311	0.321	0.342	0.551	0.655
1.6	0.067	0.069	0.074	0.119	0.141
1.75	0	0	0	0	0

Le tableau suivant nous montre les catégories des dommages :

Tableau III- 50: 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

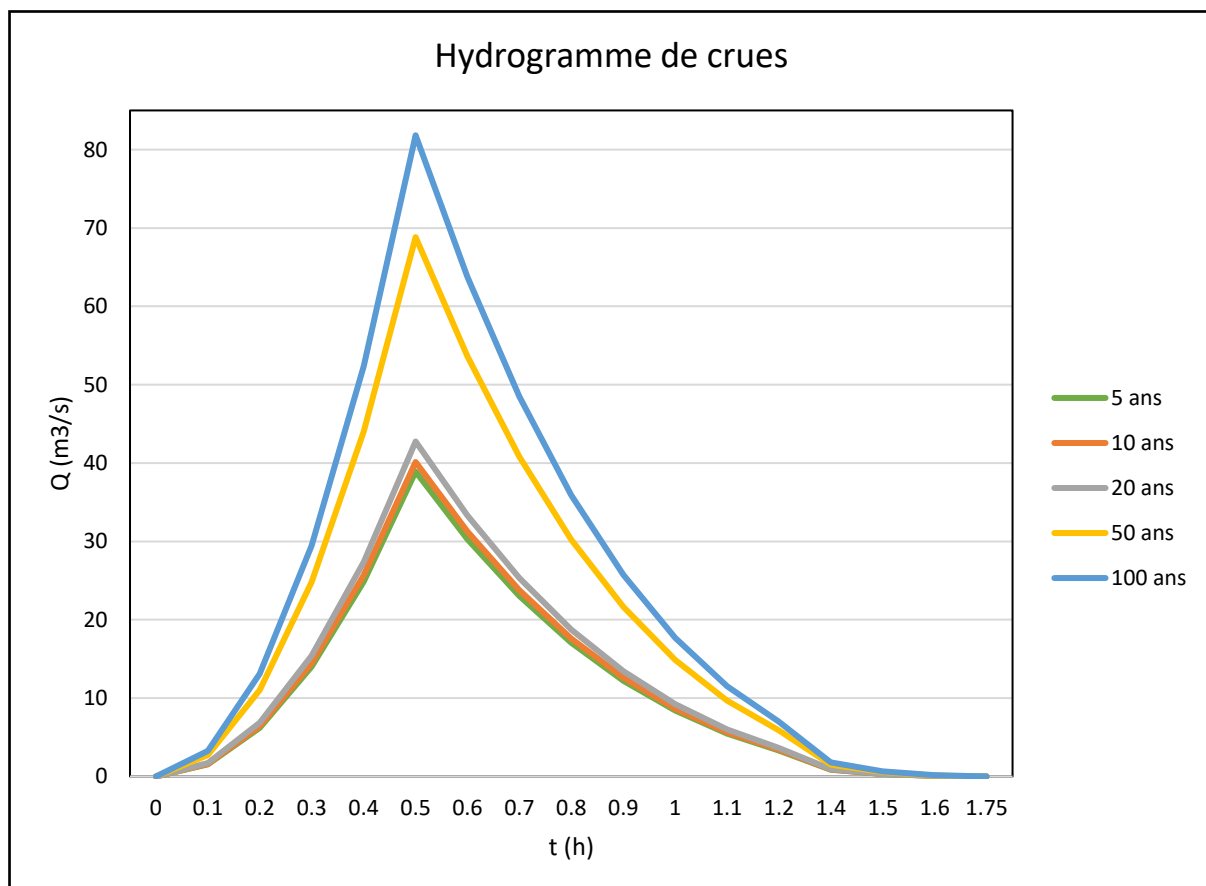


Figure III- 13: L'hydrogramme des crues

On opte pour une période de retour de 100 ans. Donc le débit de pointe est de $Q=81.83 \text{ m}^3/\text{s}$

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'air 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.

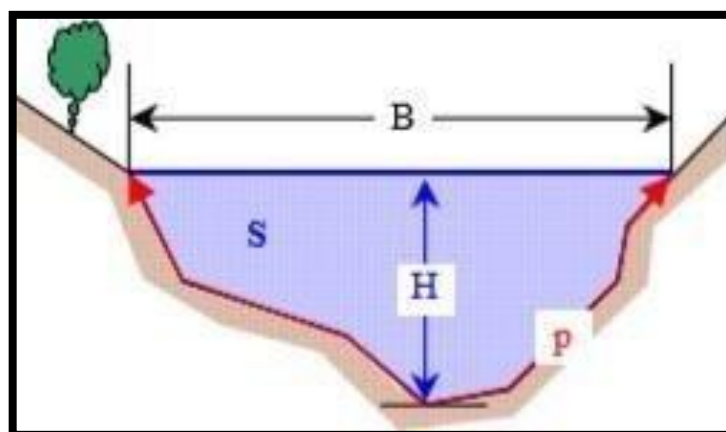


Figure IV- 1: Canal naturel à ciel ouvert.

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

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)

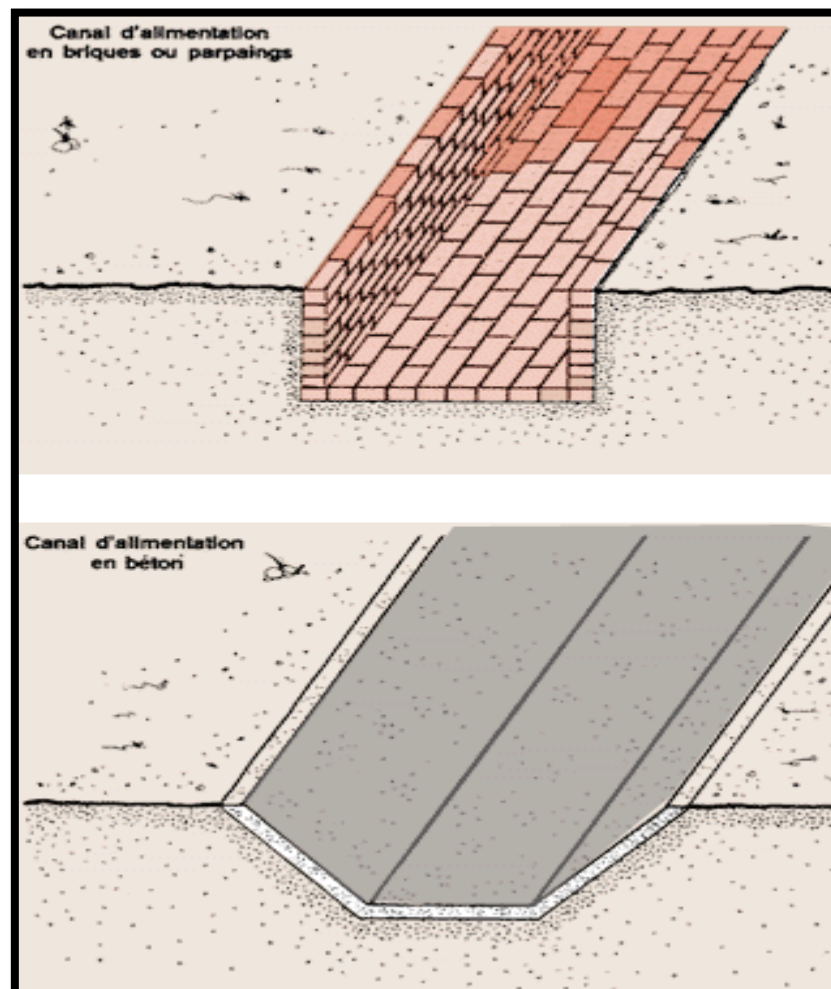


Figure IV- 2 : Canaux artificiels à ciel ouvert.

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 :

2.3.1.1 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 :

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

Il se divise en :

- Uniforme
- Non uniforme

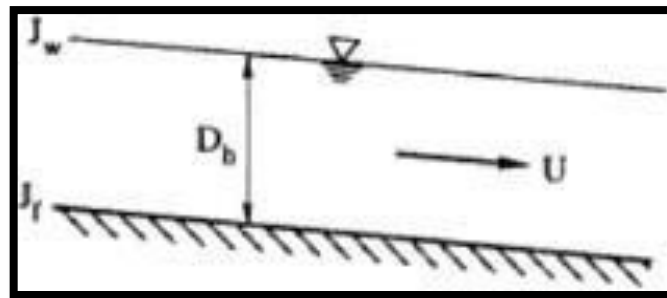


Figure IV- 3: Schéma d'un écoulement permanent.

2.3.1.2 Ecoulement non permanent :

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

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

Il se divise en :

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

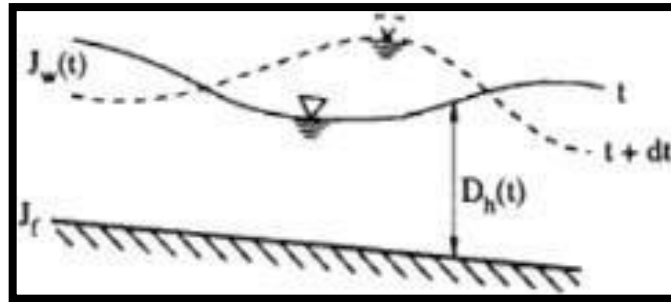


Figure IV- 4: Schéma d'un écoulement non permanent.

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:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0 \quad (62)$$

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:

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq 0 \quad (63)$$

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.

Lorsque :

- $Y_n < Y_c$: écoulement uniforme torrentiel.
- $Y_n > Y_c$: écoulement uniforme fluvial.

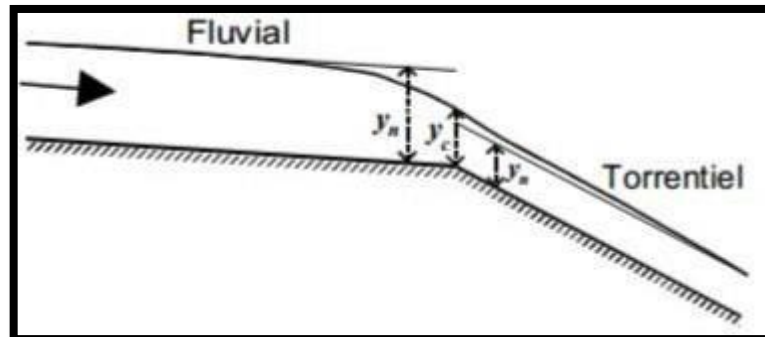


Figure IV- 6: Passage du régime fluvial au régime torrentiel.

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 :

$$R_e = \frac{V * h}{\nu} \quad (66)$$

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 Diagnostic 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 du logiciel Civil 3D, où nous avons définis les différents axes de chaque 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 10m. A la fin les sections transversales ont été exportées automatiquement à HEC-RAS.

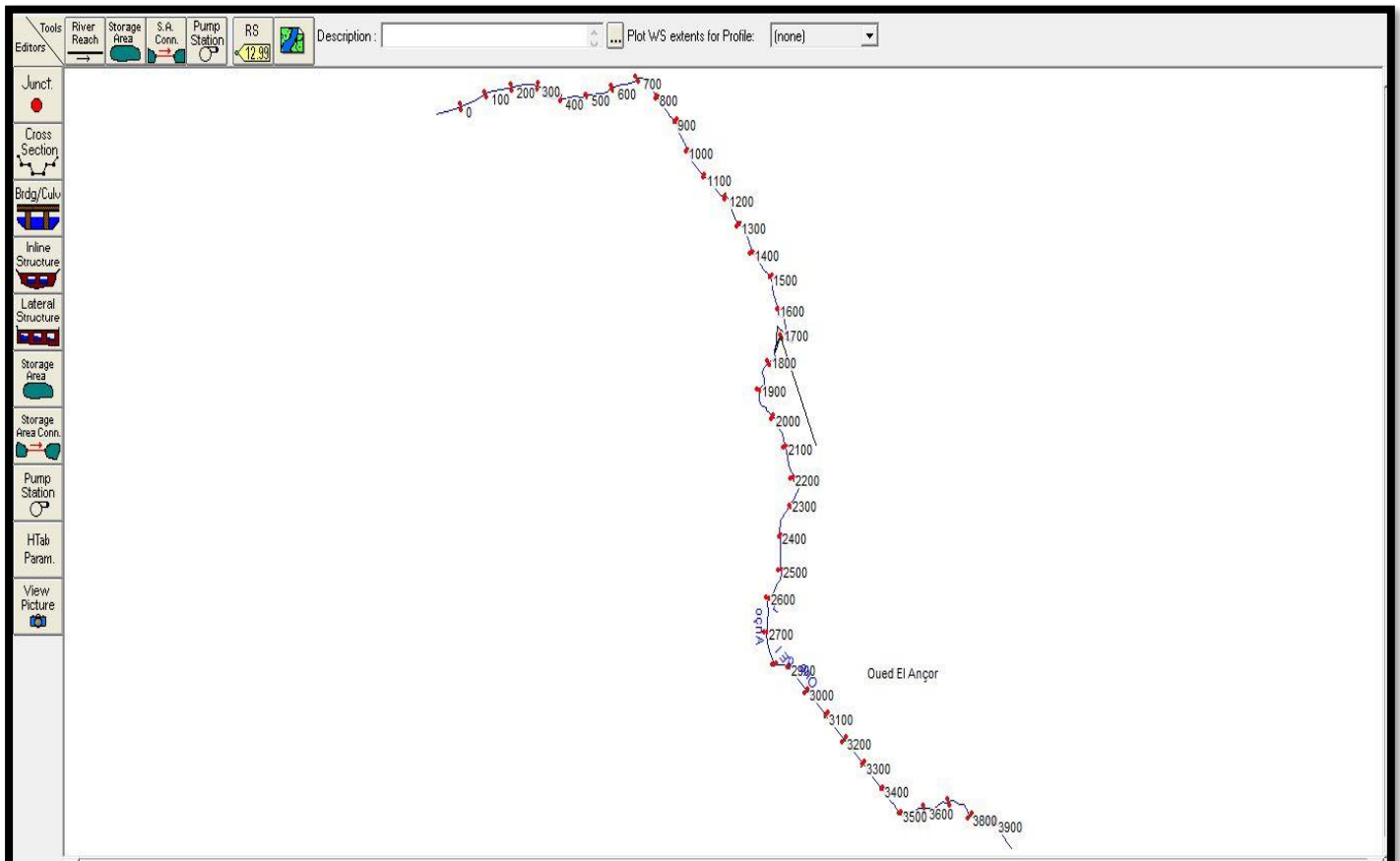


Figure IV- 7: Les profiles en travers de l'oued.

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 devons 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.

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 :

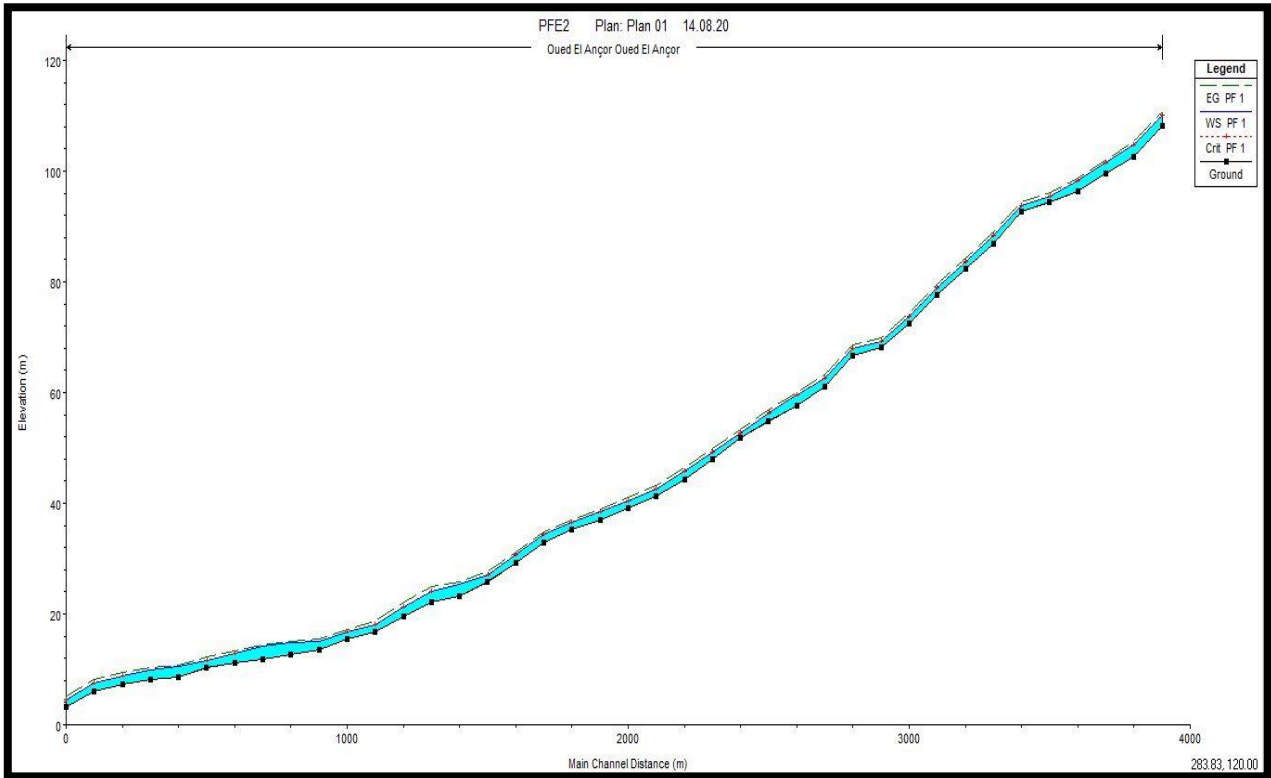


Figure IV- 8: Profil en long 3D après la simulation.

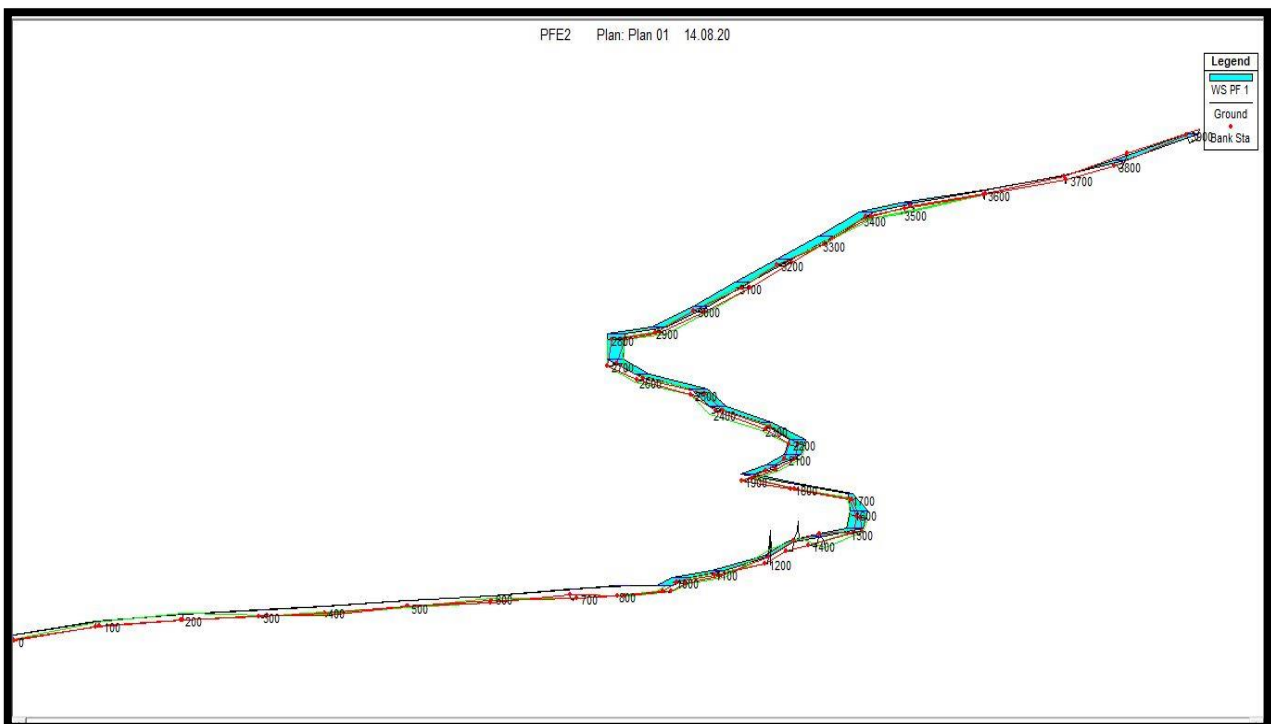


Figure IV- 9: Vue en plan en 3D après la simulation.

3.1.2.5 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 :

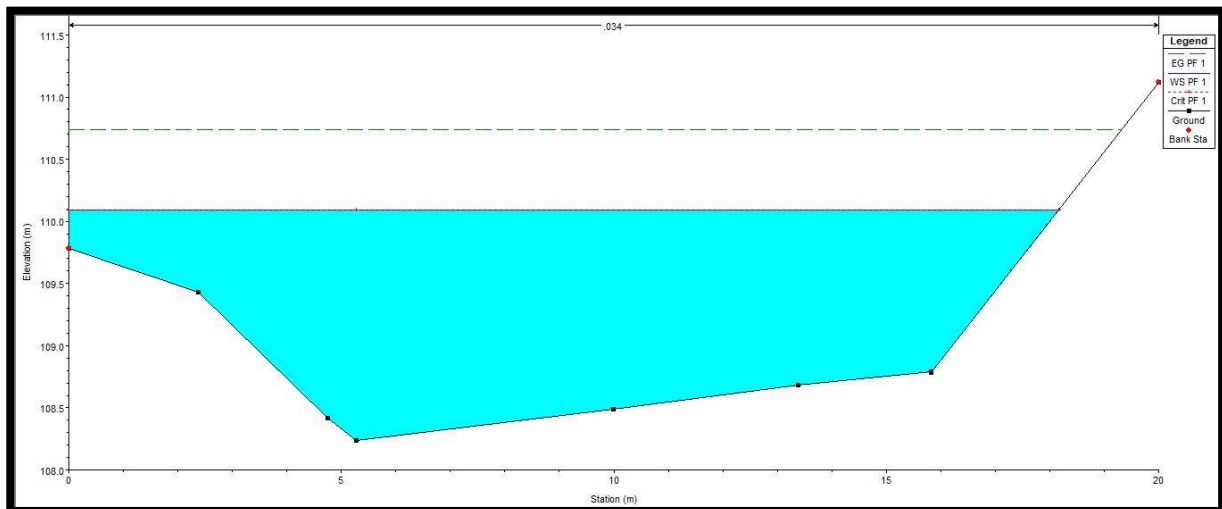


Figure IV- 10 :Section en travers S3900

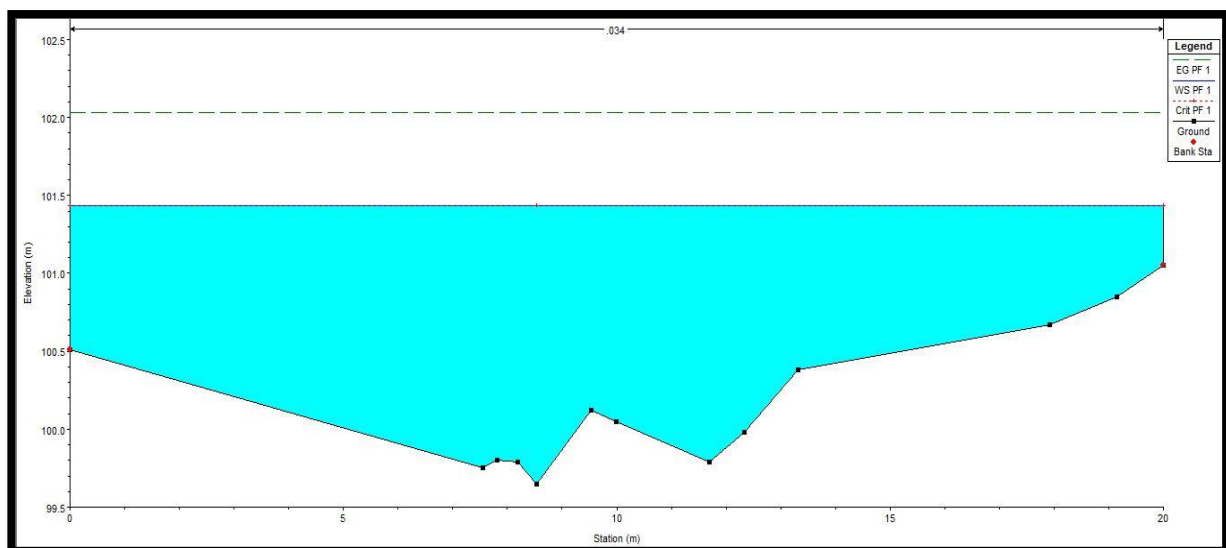


Figure IV- 11 : Section en travers S3700

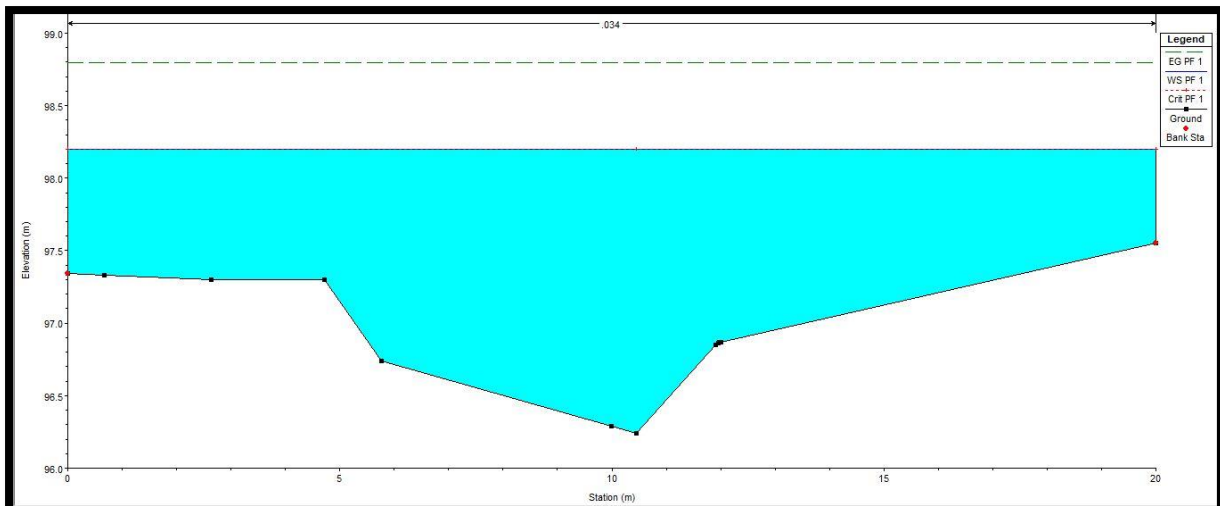


Figure IV- 12 :Section en travers S3600

Voici une présentation des zones inondables :



Figure IV- 13 : Les zones inondables.

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 :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 1.93 et 4.18 m/s.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,42 et 1,08.

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
d'aménagement.

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 :

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

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 :

$$R_h = \frac{S}{P} \quad (68)$$

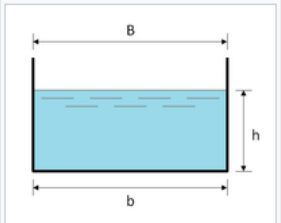
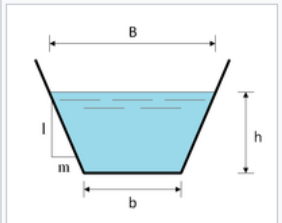
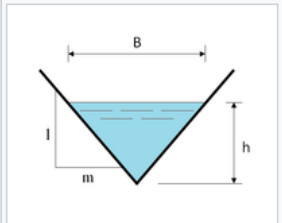
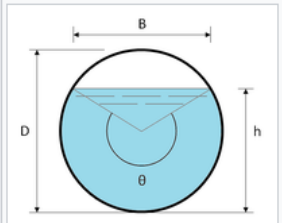
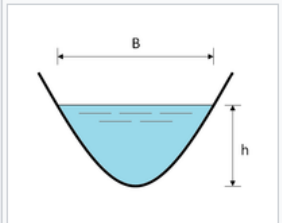
					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3 S}{2 h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3} B h$
Périmètre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

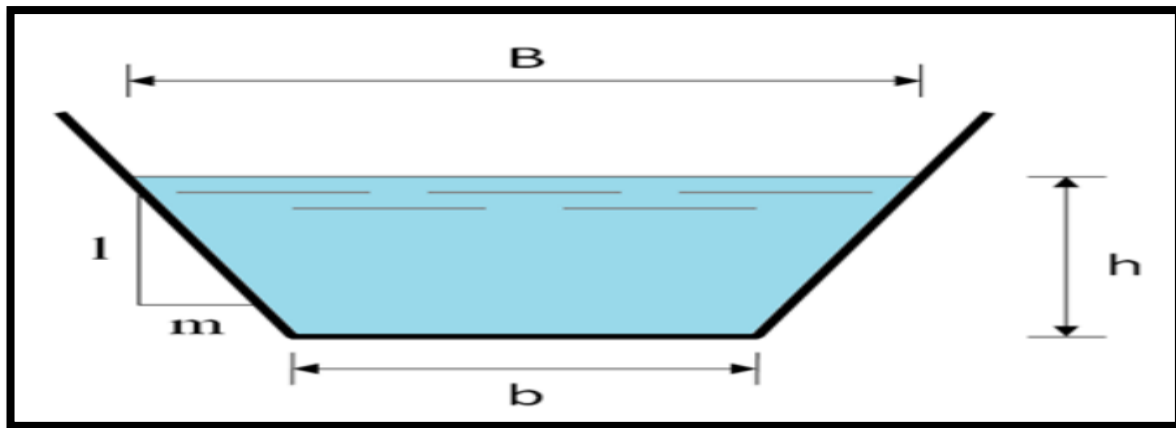


Figure V- 2: Canal trapézoïdal.

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	A1	A13	165	3.24	2.5	2	1	0.014
2	A13	A22	120	2.77	2.5	2	1	0.014
3	A22	A46	360	2.54	2.5	2.1	1	0.014
4	A46	A121	1125	2.77	2.5	2	1	0.014
5	A121	A190	1005	2.34	2.5	2.1	1	0.014
6	A190	A210	315	1.69	2.5	2.3	1	0.014
7	A211	A264	795	0.87	2.5	2.6	1	0.014
8	A264	A278	200.71	2.35	2.5	2.1	1	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)	Tiran d'eau (m)	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Régime
1	81.83	11.46	1.6	6.73	7.11	0.95	3.5	Torrentiel
2	81.83	11.46	1.7	7.14	7.31	0.98	3.33	Torrentiel

3	81.83	10.57	1.8	7.74	7.59	1.02	3.00	Torrentiel
4	81.83	11.46	1.7	7.14	7.31	0.98	3.33	Torrentiel
5	81.83	10.57	1.8	7.74	7.59	1.02	3.00	Torrentiel
6	81.83	9.09	2.0	9	8.16	1.10	2.47	Torrentiel
7	81.83	7.41	2.3	11.04	9.01	1.23	1.90	Torrentiel
8	81.83	10.57	1.8	7.74	7.59	1.02	3.00	Torrentiel

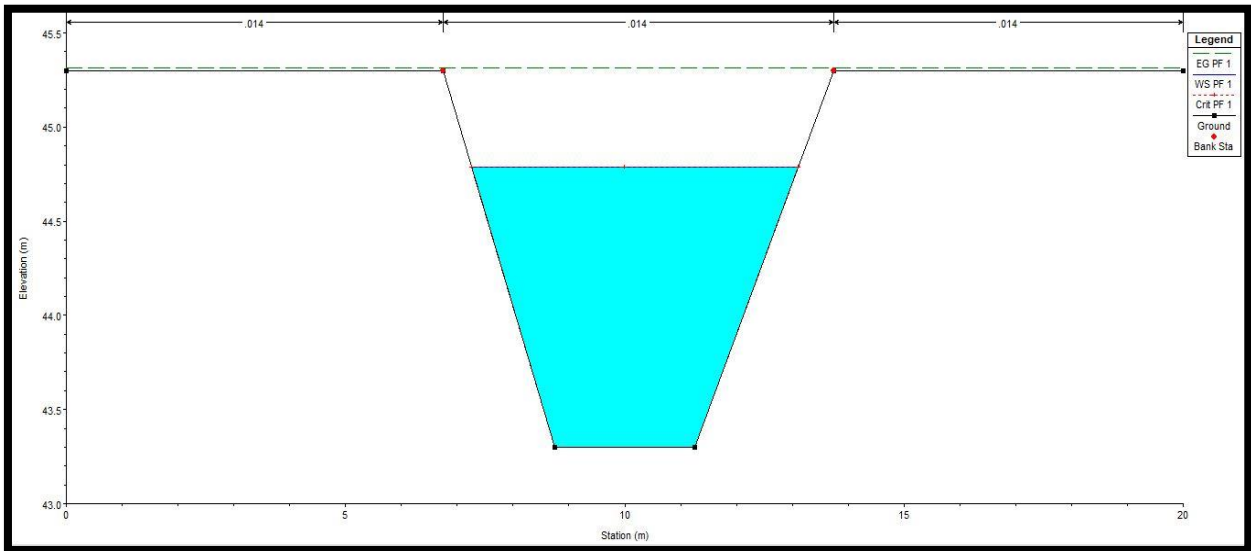


Figure V- 5: Section en travers S1700.

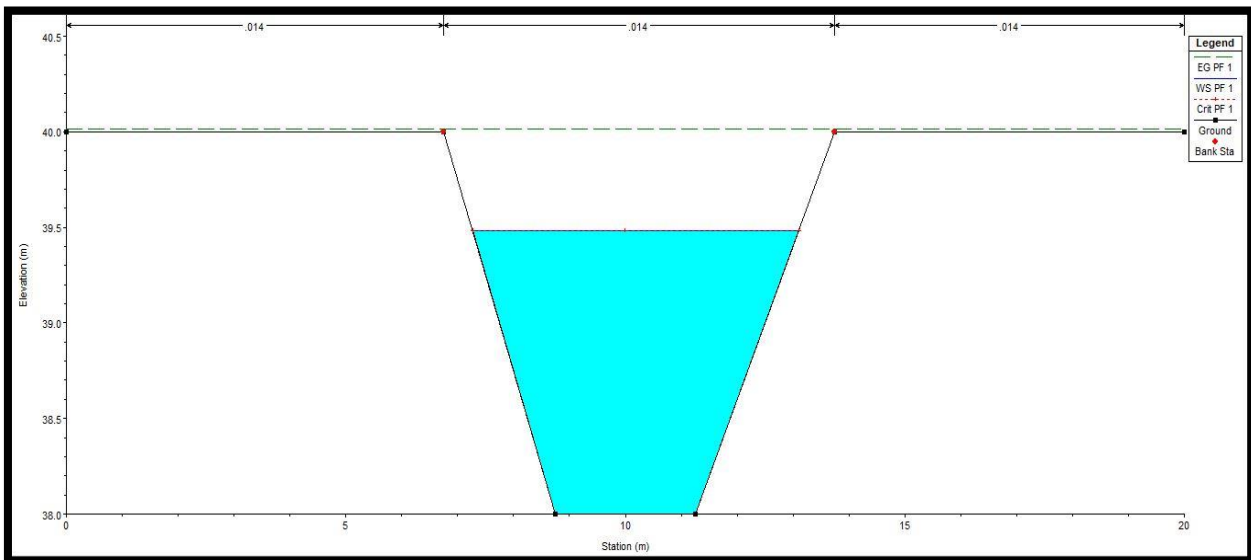


Figure V- 3: Section en travers S2200.

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	29826	250	7 456 421
Remblai	m ³	/	600	/
Béton de propreté	m ³	1021.42	6000	6 128 520
Béton armé	m ³	5307.88	35000	185 775 643
Montant total				199 360 584

3.2 Canal rectangulaire :

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

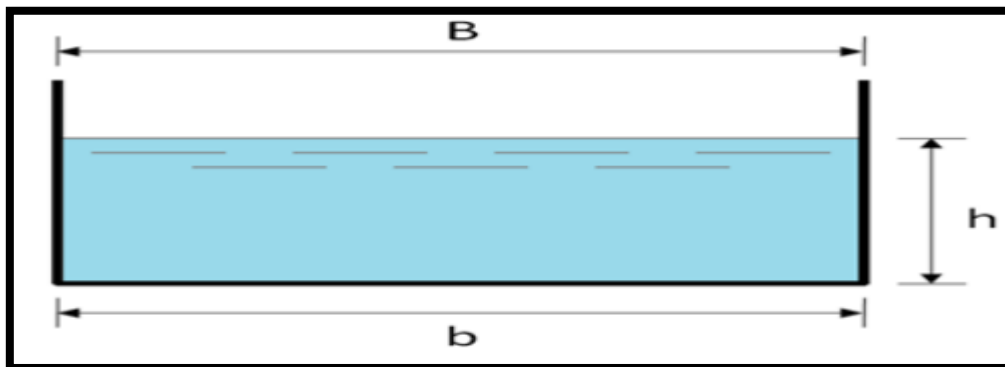


Figure V- 6: Canal rectangulaire.

3.2.1 Dimensionnement :

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	A1	A13	165	3.24	4	2.2	0.014
2	A13	A22	120	2.77	4	2.3	0.014
3	A22	A46	360	2.54	4	2.4	0.014

4	A46	A121	1125	2.77	4	2.3	0.014
5	A121	A190	1005	2.34	4	2.4	0.014
6	A190	A210	315	1.69	4	2.7	0.014
7	A211	A264	795	0.87	4	3.3	0.014
8	A264	A278	200.71	2.35	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)	Tiran d'eau (m)	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Régime
1	81.83	11.94	1.71	6.85	743	0.92	2.91	Torrentiel
2	81.83	11.27	1.81	7.26	7.63	0.95	2.67	Torrentiel
3	81.83	10.9	1.87	7.5	7.75	0.97	2.55	Torrentiel
4	81.83	11.27	1.81	7.26	7.63	0.95	2.67	Torrentiel
5	81.83	10.58	1.93	7.73	7.87	0.98	2.43	Torrentiel
6	81.83	9.36	2.18	8.74	8.37	1.04	2.02	Torrentiel
7	81.83	7.25	2.82	11.29	9.64	1.17	1.38	Torrentiel
8	81.83	10.6	1.93	7.72	7.86	0.98	2.44	Torrentiel

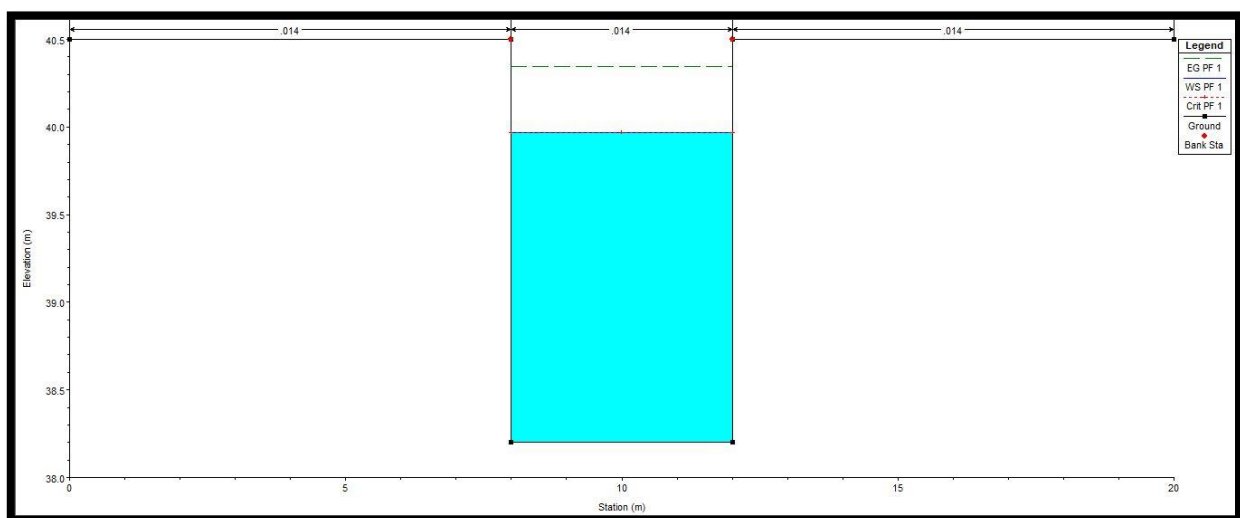


Figure V- 7: Section en travers S2000.

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	31052	250	7 762 849
Remblai	m ³	/	600	/
Béton de propreté	m ³	1713.8	6000	10 282 800
Béton armé	m ³	5588.89	35000	195 611 052
Montant total				213 656 701

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.

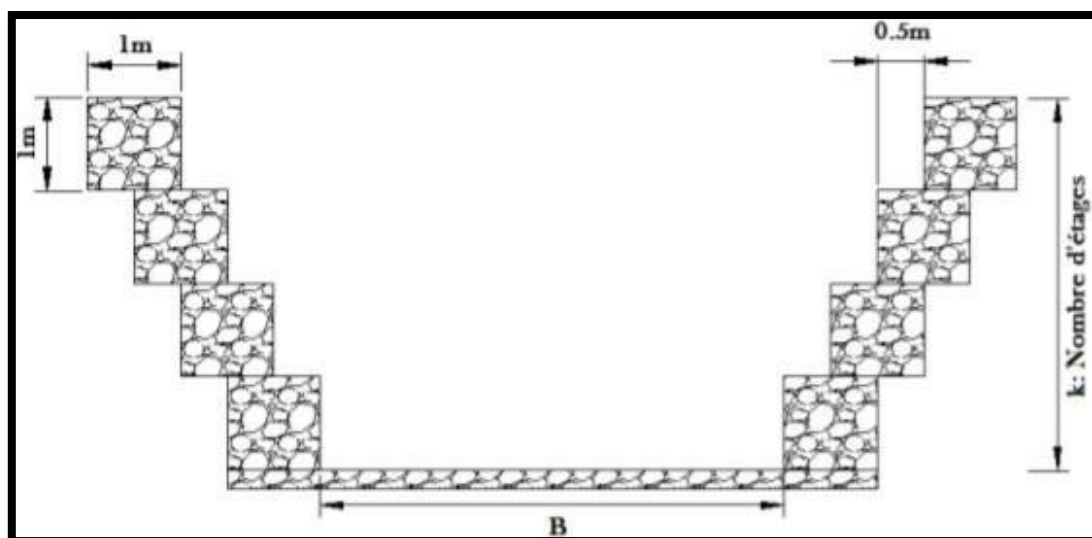


Figure V- 8: Canal en gabion.

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	A1	A13	165	3.24	4	3	0.025
2	A13	A22	120	2.77	4	3	0.025
3	A22	A46	360	2.54	4	3	0.025
4	A46	A121	1125	2.77	4	3	0.025
5	A121	A190	1005	2.34	4	3	0.025
6	A190	A264	1110	1.28	5	3	0.025
7	A264	A278	200.71	2.35	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	81.83	6.82	1.55	Torrentiel
2	81.83	6.36	1.41	Torrentiel
3	81.83	6.11	1.34	Torrentiel
4	81.83	6.36	1.41	Torrentiel
5	81.83	5.89	1.27	Torrentiel
6	81.83	5.12	1.03	Torrentiel
7	81.83	5.9	1.28	Torrentiel

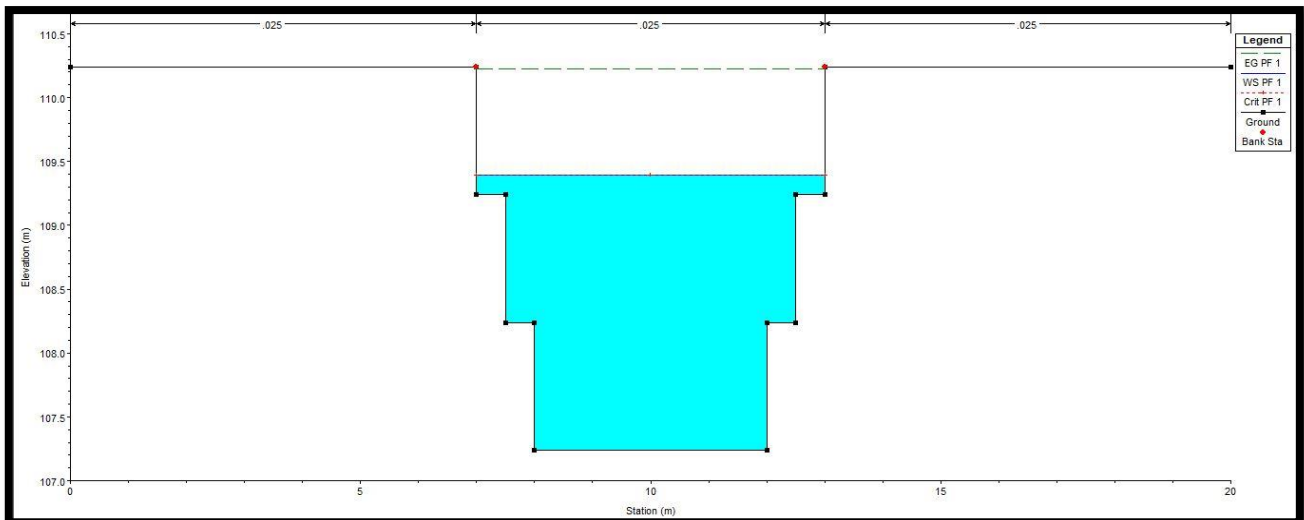


Figure V- 10: Section en travers S3900.

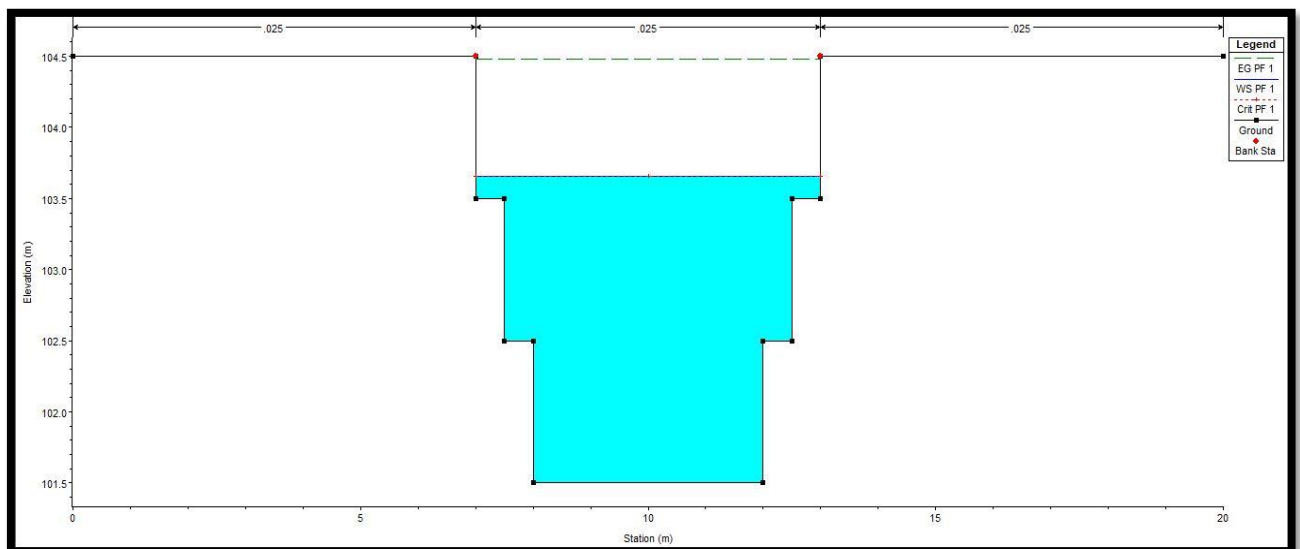


Figure V- 9: Section en travers S3800

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	98057	250	24 514 260
Remblai	m ³	/	600	/
Gabion	m ³	28599.97	4500	128 699 865
Montant total				153 214 125

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	A1	A13	165	3.24	4	3	/	0.025
2	A13	A22	120	2.77	2.5	2	1	0.014
3	A22	A46	360	2.54	2.5	2.1	1	0.014
4	A46	A121	1125	2.77	2.5	2	1	0.014
5	A121	A190	1005	2.34	4	3	/	0.025
6	A190	A264	1110	1.28	5	3	/	0.025
7	A264	A278	200.71	2.35	4	3	/	0.025

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)	Tiran d'eau (m)	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Froude	Régime
1	81.83	6.82	2.6	10.4	9.22	1.13	1.55	Torrentiel
2	81.83	11.46	1.7	7.14	7.31	0.98	3.33	Torrentiel
3	81.83	10.57	1.8	7.74	7.59	1.02	3.00	Torrentiel
4	81.83	11.46	1.7	7.14	7.31	0.98	3.33	Torrentiel
5	81.83	5.89	2.7	11.1	9.55	1.16	1.27	Torrentiel
6	81.83	5.12	2.9	13.7	10.9	1.35	1.03	Torrentiel
7	81.83	5.9	2.9	11.8	9.9	1.19	1.28	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	59537	250	14 884 260
Remblai	m ³	/	600	/
Béton de propreté	m ³	401.25	6000	2 407 500
Béton armé	m ³	1979	35000	69 266 266
Gabion	m ³	17365	4500	78 142 365
Montant total				164 700 391

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, les deux variantes : canal en béton armé (trapézoïdal et rectangulaire) seraient rejetées car le coût est plus élevé, donc la projection d'un canal mixte paraît plus économique.

5 Conclusion :

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

Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal mixte. Un canal en béton est projeté dans la zone urbaine. En dehors de cette zone, un canal en gabion est conçu pour protéger les traversées de routes.

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

2.1.1 Le maître 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 maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître 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 immobiliers 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 maître 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	<ul style="list-style-type: none"> • Dozers • Camions • Pelles • Chargeurs 	Enlever les obstacles et la couche d'herbe
Terrassement	<ul style="list-style-type: none"> • Pelles • Niveleuse • Camions • Dozers • Chargeurs • Dumpers 	Donner la forme du canal
Compactage	<ul style="list-style-type: none"> • 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 travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	59537	250	14 884 260
Remblai	m ³	/	450	/
Béton de propreté	m ³	401.25	8000	2 407 500
Béton armé	m ³	1979	35000	69 266 266
Gabion	m ³	17365	4500	78 142 365
Montant total				164 700 391
TVA 19 %				31 293 075
Total TTC				195 993 466

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 $N = 7 \text{ h/j}$;

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.

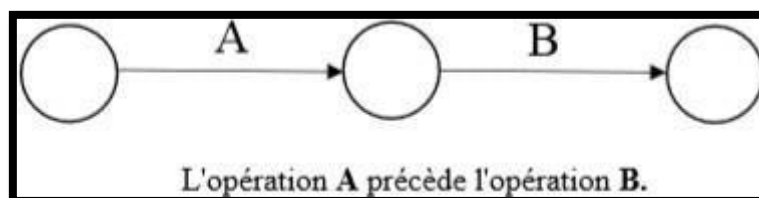


Figure VI- 1: Réseau à flèche.

- **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 complètement 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 :

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

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

3^{ème} 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, t_r , 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 :

t_r : 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 :

$$DFP = DCP + t_r \quad \text{et} \quad DCPP = DFPP - t_r$$

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 :

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

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 1,2,3 et 4	B	60
Compactage des tronçons 1,2,3 et 4	C	35
Pose de gabion sur le tronçon 1	D	15
Exécution de lit du béton de propreté sur les tronçons 2,3 et 4	E	15
Exécution de béton armé pour les canaux sur les tronçons 2,3 et 4	F	30
Travaux de terrassement sur les tronçons 5,6 et 7	G	75
Compactage des tronçons 5,6 et 7	H	45
Pose de gabion sur les tronçons 5,6 et 7	I	90
Déménagement du chantier	J	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	J	90
J	/	15

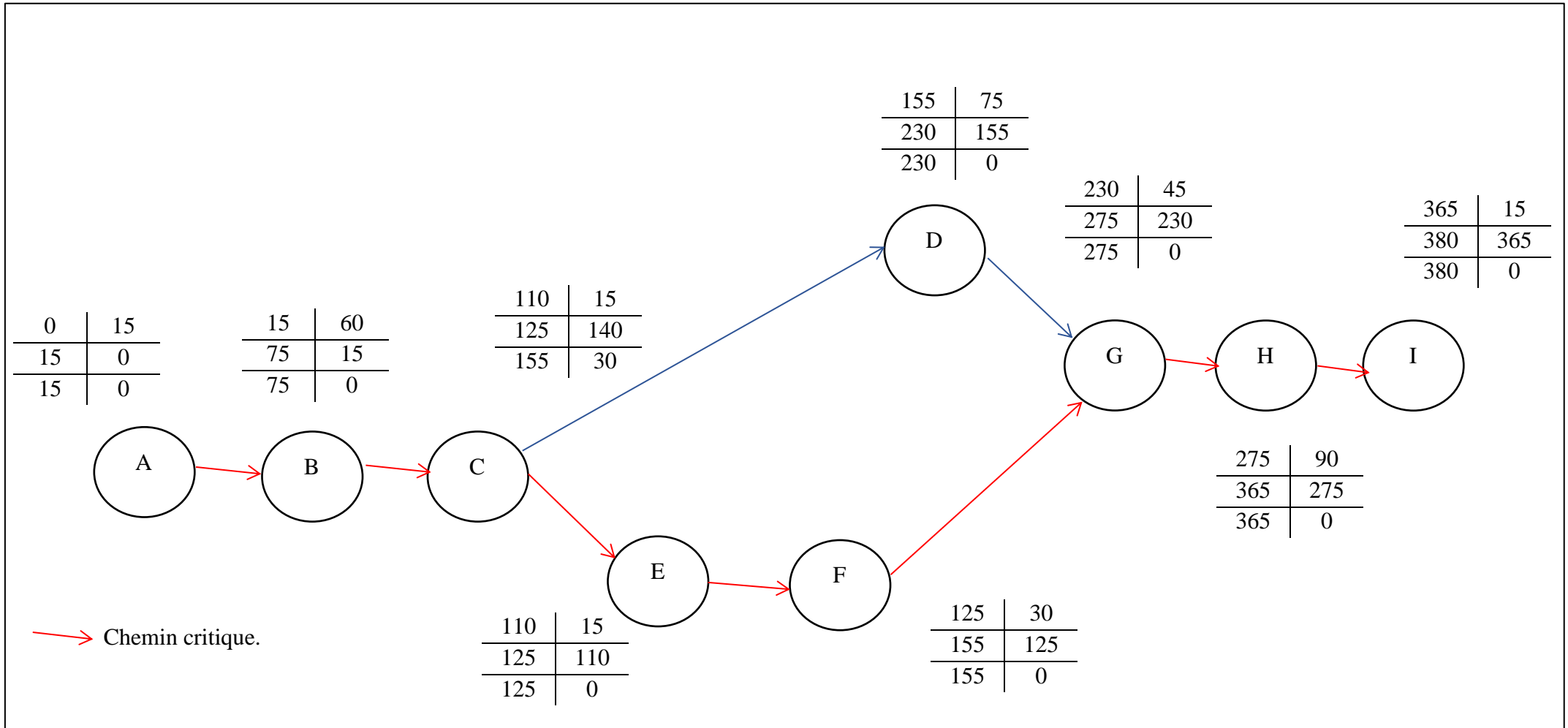


Figure VI- 6: Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.

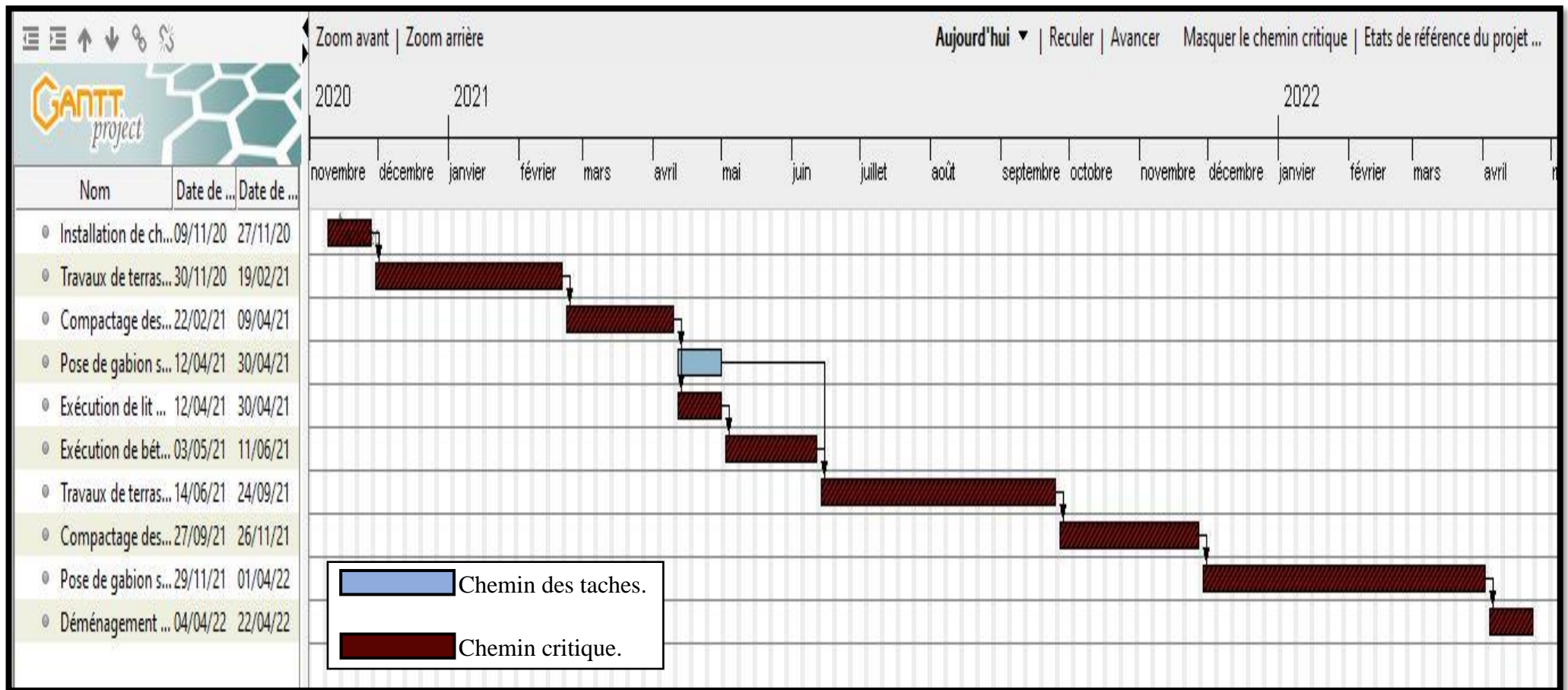


Figure VI- 7: Réseau de planification des tâches par la méthode CPM (Gantt Project).

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 d'El Ançor, qui est de 195.993.466 DA, ainsi que le délai de réalisation, qui de 55 semaines.

**CONCLUSION
GENERALE**

Conclusion générale

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir l'oued qui traverse la ville d'El Ançor, pour mettre fin au problème d'inondation. On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

En premier lieu, nous avons estimé les débits de crues aux différentes périodes de retours. Ensuite, en utilisant le 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 mixte (béton armé en forme trapézoïdal et gabionnage).

Le coût du projet est estimé à 195.993.466 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. Antony, Cemagref.

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 Lausanne.

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

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

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.

ANNEXES

Annexe 1

1 Tableau des résultats de simulation avec le logiciel HEC-RAS :

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Oued El Ançor	3900	PF 1	81.83	108.24	110.09	110.09	110.74	0.011406	3.56	23.02	18.17	1.01
Oued El Ançor	3800	PF 1	81.83	102.56	104.64	104.64	105.33	0.011851	3.66	22.33	16.55	1.01
Oued El Ançor	3700	PF 1	81.83	99.65	101.44	101.44	102.03	0.011869	3.42	23.91	20.00	1.00
Oued El Ançor	3600	PF 1	81.83	96.24	98.20	98.20	98.80	0.011988	3.42	23.91	20.00	1.00
Oued El Ançor	3500	PF 1	81.83	94.43	95.53	95.53	96.11	0.010823	2.89	25.13	20.00	0.96
Oued El Ançor	3400	PF 1	81.83	92.65	93.76	93.76	94.35	0.012147	3.29	24.17	20.00	1.04
Oued El Ançor	3300	PF 1	81.83	86.90	88.48	88.48	89.06	0.009404	2.53	25.25	20.00	0.87
Oued El Ançor	3200	PF 1	81.83	82.29	83.76	83.76	84.36	0.011613	3.43	23.96	20.00	1.00
Oued El Ançor	3100	PF 1	81.83	77.67	78.88	78.88	79.47	0.012433	3.41	23.93	20.00	1.00
Oued El Ançor	3000	PF 1	81.83	72.58	73.82	73.82	74.42	0.012454	3.47	23.88	20.00	1.03
Oued El Ançor	2900	PF 1	81.83	68.13	69.35	69.35	69.95	0.012102	3.56	24.03	20.00	1.06
Oued El Ançor	2800	PF 1	81.83	66.67	67.92	67.92	68.52	0.012378	3.51	23.91	20.00	1.02
Oued El Ançor	2700	PF 1	81.83	61.08	62.68	62.68	63.27	0.011162	3.62	24.44	20.00	0.97
Oued El Ançor	2600	PF 1	81.83	57.69	59.46	59.46	60.07	0.011527	3.75	24.29	20.00	1.04
Oued El Ançor	2500	PF 1	81.83	54.85	56.40	56.40	57.00	0.011604	3.52	24.13	20.00	1.00
Oued El Ançor	2400	PF 1	81.83	51.73	52.77	52.77	53.36	0.011626	3.10	24.42	20.00	1.01
Oued El Ançor	2300	PF 1	81.83	47.90	49.22	49.22	49.81	0.010364	2.92	24.80	20.00	0.95
Oued El Ançor	2200	PF 1	81.83	44.29	45.77	45.77	46.37	0.012147	3.56	23.99	20.00	1.01
Oued El Ançor	2100	PF 1	81.83	41.22	42.66	42.66	43.25	0.011963	3.57	24.09	20.00	1.00
Oued El Ançor	2000	PF 1	81.83	39.12	40.42	40.42	41.03	0.012542	3.49	23.87	20.00	1.02
Oued El Ançor	1900	PF 1	81.83	36.89	38.41	38.41	39.03	0.011628	3.65	24.09	20.00	1.05
Oued El Ançor	1800	PF 1	81.83	35.25	36.47	36.47	37.07	0.012302	3.51	23.92	20.00	1.02
Oued El Ançor	1700	PF 1	81.83	33.00	34.30	34.30	34.91	0.011763	3.71	24.05	20.00	1.06
Oued El Ançor	1600	PF 1	81.83	29.33	30.66	30.66	31.25	0.010914	3.50	24.53	20.00	1.01
Oued El Ançor	1500	PF 1	81.83	25.81	27.16	27.16	27.76	0.011861	3.50	23.99	20.00	1.04
Oued El Ançor	1400	PF 1	81.83	23.22	25.41		25.84	0.006064	3.03	29.77	18.36	0.71
Oued El Ançor	1300	PF 1	81.83	22.12	24.05	24.05	24.94	0.012788	4.18	19.58	11.03	1.00
Oued El Ançor	1200	PF 1	81.83	19.51	21.33	21.33	22.18	0.013336	4.18	20.81	12.85	1.03
Oued El Ançor	1100	PF 1	81.83	16.79	18.17	18.17	18.76	0.011502	3.59	24.27	20.00	1.04
Oued El Ançor	1000	PF 1	81.83	15.41	16.68	16.68	17.28	0.012152	3.67	23.95	20.00	1.07
Oued El Ançor	900	PF 1	81.83	13.48	15.00		15.48	0.007894	3.23	27.08	20.00	0.88
Oued El Ançor	800	PF 1	81.83	12.73	14.84		15.04	0.002004	2.16	42.22	20.00	0.48
Oued El Ançor	700	PF 1	81.83	11.88	14.27		14.46	0.001967	1.93	42.49	20.00	0.42
Oued El Ançor	600	PF 1	81.83	11.18	12.82	12.80	13.41	0.009679	3.74	25.06	20.00	0.98
Oued El Ançor	500	PF 1	81.83	10.33	11.71	11.71	12.32	0.012313	3.76	24.00	20.00	1.08
Oued El Ançor	400	PF 1	81.83	8.69	10.47		10.82	0.004182	2.70	32.59	20.00	0.66
Oued El Ançor	300	PF 1	81.83	8.23	9.84		10.28	0.006987	2.99	28.24	20.00	0.79
Oued El Ançor	200	PF 1	81.83	7.39	8.77	8.77	9.39	0.011003	3.52	23.75	19.40	0.99
Oued El Ançor	100	PF 1	81.83	6.12	7.47	7.47	8.07	0.011145	3.48	24.04	20.00	0.99
Oued El Ançor	0	PF 1	81.83	3.28	4.58	4.58	5.18	0.011790	3.48	23.96	20.00	1.01