



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DE PROTECTION DE L'OUED FODDA CONTRE LES
INONDATIONS

Présenté par :

MILIANI Nadjib

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
Mr I. ZAIBAK	M.A.A	Examineur
Mr M, D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
Mr M, K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session : 2019/2020

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, de m'avoir octroyé les moyens pour être où j'en suis aujourd'hui.

Mes plus grands remerciements sont naturellement pour Mr, M, K, MIHOUBI qui m'a encadré tout au long de ma thèse. Ma considération est inestimable.

Mes plus grands remerciements :

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Ma reconnaissance va tout naturellement à Mr AMMARI, Mr ZEROUALE et Mr BOUKHLIFA et Ces conseils m'ont été d'un apport précieux.

*Une pensée affectueuse va à mes amies : Rabie, Djilali, Adel, Mohamed Amine, Sidahmed, Rachid et Ilyes
Un merci à tous mes amis à l'école chacun avec son nom.*

Ces avant-propos seraient incomplets sans un remerciement adressé aux membres de ma famille, en particulier mes parents. Ce travail leur appartient à tous.

Nadjib

Dédicace

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes frères : Kheireddine et Sidahmed

A mes amies : Rabie et Nourdine

Je dédie ce mémoire.

الملخص:

تعلق عملنا هذا في مكافحة الفيضانات في مدينة وادي الفضة بولاية شلف التي يتسبب فيها واد الفضة. تمثل هذه الظاهرة خطرا كبيرا على السكان وعلى وجه الخصوص المزارعين وهذا يقودنا الى اقتراح نظام تهيئة الأودية. في هذا السياق، استخدمنا العديد من الدراسات. أولا، قمنا بدراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتحديد كمية التدفق ثم دراسة طبوغرافية وهيدروليكية للمحاكاة باستخدام برنامج HEC-RAS وأخيرا وصف لخيارات التطوير المقترحة للاختيار الحل الأنسب من الناحية الفنية والاقتصادية.

الكلمات المفتاحية: فيضانات، أمطار، حماية، المشاريع المائية، واد الفضة

Résumé :

Notre travail porte sur la protection contre les inondations de la commune d'oued fodda wilaya de Chlef causé par Oued Fodda. Ce phénomène présente un grand danger aux habitants et sur tous pour les agriculteurs cela nous conduit à proposer un système d'aménagement des cours d'eau. Dans ce cadre nous avons eu recours a plusieurs disciplines. En premier lieu nous avons établi une étude hydrologique pour l'analyse des précipitations et la quantification des débits. Ensuite une étude topographique et hydraulique pour la simulation avec le logiciel HEC-RAS. Et enfin une description des variantes d'aménagement proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adapté d'un point de vue technico-économique.

Mots clés : Inondation, Précipitation, Protection, Aménagement, Etude hydrologique, Oued Fodda.

Abstract:

Our work focuses on the protection against floods the western zone of the town Oued Fodda Wilaya of Chlef. These floods are caused by Oued Fodda. This phenomenon presents a great danger to the inhabitants and especially to the farmers, that made us propose a landscaping system for rivers. In this context, we have used several disciplines. First, we have established a hydrological study for the analysis of precipitations and quantification of flows. Then, a topographic and hydraulic study for simulation with the HEC-RAS software. And finally, the description of proposed landscaping options to choose the most suitable one based on a technical and economical point of view.

Key words: Inundation, Precipitation, Protection, Land scaping, hydrological study, Oued Fodda.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE :	1
<u>CHAPITRE I : RISQUE D'INONDATION</u>	
INTRODUCTION :	3
I.1. Considération hydrologique :	3
I.1.A. Les lits du cours d'eau :	3
1. Le lit mineur :	3
2. Le lit moyen :	3
3. Le lit majeur :	3
I.1.B. BERGE :	4
I.1.C. Ruissellement :	4
I.1.D. La crue :	4
I.1.E. Le débordement :	4
I.2. Généralisation sur les inondations :	4
I.2.A. L'inondation fluviale :	4
I.2.B. Les causes et origines des inondations :	5
I.2.C. Conséquences et dégâts des inondations :	5
1. Dégâts matériels :	5
2. Dégâts humains :	5
I.2.D. Typologie des inondations :	6
1. Les inondations de plaines :	6
2. Les inondations par remontée de nappe :	6
3. Les inondations par crues torrentielles :	7
4. Les inondations par ruissellement urbain :	7
5. Les inondations par rupture d'un ouvrage :	8
6. Les inondations marines :	8
7. Les inondations estuariennes :	8
I.3. Approches scientifiques et institutionnelles du risque inondation :	9
I.3.A. Notion de risque :	9
1. Alea :	9
A). La fréquence de survenance,	9
B). L'intensité destructrice,	9
C). L'étendue.	9
2. Les enjeux :	9
3. La vulnérabilité :	9
4. Territoire :	9
5. Le risque Natural :	9
I.3.B. Risque d'inondation :	10
I.3.C. La gestion du risque d'inondation :	11
1. Diversité des outils et modes de gestion des zones inondables :	12
A). Les mesures structurelles de gestion de l'inondation :	12
B). Les mesures « non structurelles » de gestion de l'inondation :	12

2. La classification des mesures structurelles en fonction des « territoires » du risque	13
I.3.D. Anticipation de la crise :	16
CONCLUSION :	16

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION :	18
II.1. Situation géographique du site :	18
II.1.A. Présentation de la wilaya de CHLEF :	18
II.1.B. Situation géographique de la zone d'étude :	19
II.1.C. Situation topographique :	19
II.1.D. Situation hydrographique :	20
II.1.E. Sismicité de la région :	20
II.1.F. Situation climatique :	21
1. Température :	21
2. Le vent :	21
3. L'humidité :	21
4. Pluviométrie :	22
II.1.G. Vocation de la commune d'oued fouda :	22
CONCLUSION :	22

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION :	24
III.1. Bassin versant d'oued Fouda.	24
III.1.A. Caractéristiques du bassin versant :	25
1. La surface :	25
2. Le périmètre :	25
III.1.B. Caractéristiques de forme :	27
1. Indice de compacité de Gravélius K_G :	27
2. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravélius :	28
III.1.C. Le Relief :	29
1. Répartition et courbe hypsométrique :	29
2. Indice de pente globale I_g :	34
3. La dénivelée spécifique DS :	35
4. Indice de pente de Roche I_p :	35
5. Pente moyenne du bassin versant « I_m »	35
III.1.D. Les caractéristiques du Réseau d'écoulement :	36
1. Le réseau hydrographique :	36
2. Densité de drainage « Dd »	37
3. La densité hydrographique « F » :	37
4. La fréquence des cours d'eau :	37
5. Le coefficient de torrentialité :	38
6. Le cours d'eau principal :	38
A). Profile en long de la course d'eau principale :	38
B). La pente moyenne du cours d'eau principale I_{CP} :	38

III.1.E. Tempe de concentration du bassin versant « TC » :	40
1. Giandotti (1937) :	40
2. La formule de Kiprich :	40
3. Formule de SOGREAH – ANRH :	40
4. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service) :	40
III.1.F. Vitesse de ruissellement :	41
CONCLUSION PARTIALE :	42
III.2. Les précipitations.....	43
III.2.A. Etude des précipitations :	43
1. Station pluviométrique :	43
2. Détection des erreurs et correction des données :	43
3. Méthode graphique ou Méthode des doubles masses :	44
4. Analyse des précipitations sur l'ensemble de bassin versant :	47
A). Méthode de Thiessen :	47
III.2.B. Estimation de la pluie max journalière :	49
1. Valeurs extrême et lois de probabilités :	49
2. Application de quelques lois statistiques aux séries hydrologiques :	49
3. Critères de choix d'une loi :	49
4. Intervalle de confiance :	50
III.2.C. Ajustement des séries pluviométrique :	50
1. Loi doublement exponentiel ou loi de Gumbel :	51
A). Généralisation :	51
B). Technique d'ajustement :	51
2. Loi log normale ou loi de Galton :	54
A). Généralisation :	54
B). Ajustement par la méthode de moment :	54
C). Ajustement graphique :	55
3. Choix de la loi d'ajustement :	56
A). Interprétation graphique :	56
B). Test du χ^2 (khi-deux) :	56
III.2.D. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :	58
III.3. Les écoulements.....	62
III.3.A. Etude Apport liquide.....	62
1. Formule de SAMIE :	62
2. Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/1989) :	62
3. Formule de MEDINGUER :	62
III.3.B. Etude des caractéristiques de l'écoulement :	64
1. Module de l'écoulement :	64
2. Module de l'écoulement relatif :	64
3. Lamme d'eau écoulée :	64
4. Coefficient de l'écoulement :	64
5. Coefficient de variation :	65
A). Formule de SOKOLOVSKY.....	65
B). Formule de L'ANTONOV :	65

C). Formule Algérienne :	65
D). Formule de Kristekly-Menkel :	65
III.3.C. Etude de crue :	66
1. Détermination des débits maximums fréquents :	66
2. Formule empirique pour le calcul du débit maximum probable :	66
3. Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH :	66
4. Formule de Mallet-Gauthier :	66
5. Formule de Giandotti :	67
6. Formule de SKOLOVSKY :	67
III.3.D. Effet des barrages Présenté dans bassin versant :	68
III.3.E. Détermination des hydrogrammes de crues probables par méthode de Sokolovsky :	70
III.3.F. Choix de la crue de projet :	74
III.3.G. Etude du débit solide :	75
1. L'équation universelle des pertes en sol révisée (USLE) :	75
A). Méthodologie :	76
B). Calcule les facteurs de l'équation USLE :	77
C). Estimation de pertes de sol :	84
2. Méthode de TIXERONT :	86

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE

INTRODUCTION :	88
IV.1. Généralisation sur hydraulique fluviale.	89
IV.1.A. Ecoulement à surface libre :	89
IV.1.B. Les canaux :	89
1. Les canaux naturels :	89
2. Les canaux artificiels :	89
3. Géométrie des canaux :	90
IV.1.C. Les écoulements dans les canaux :	91
1. Type des écoulements :	91
A). Ecoulement uniforme et non uniforme :	91
B). Ecoulement permanent et non permanent :	91
2. Régime d'écoulement :	92
IV.2. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé.	93
IV.2.A. Etat de la zone d'études :	93
IV.2.B. Modélisation hydraulique :	95
1. Présentation de logiciel HEC-RAS :	95
A). Les équations mises en jeu :	95
2. Etapes de simulation HEC-RAS :	95
A). Modélisation de la rivière (données géométriques) :	95
B). Modélisation 2D (Écoulements bidimensionnels) et estimation des aléas d'inondation :	95
C). Modélisation 1D (Écoulements unidimensionnels) :	100

IV.3. Comment savoir s'il faut aménager ou non.....	105
---	-----

CHAPITRE V : ETUDES DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

INTRODUCTION :.....	107
V.1. Principe générale à protection :	107
V.1.A. Les différents types d'aménagements :	107
1. Reprofilage :.....	107
2. Curage :.....	107
3. Protection des berges :	107
4. Réalisation des canaux :.....	107
V.1.B. Formulation de dimensionnement des canaux :	108
V.1.C. Les démarche de dimensionnement :	108
1. Des Observations préliminaire :.....	108
2. Remarques :	109
3. Proposition initiale :.....	109
4. La proposition finale :.....	109
V.1.D. Choix des paramètres de dimensionnement :.....	110
1. La pente du projet :	110
2. Le coefficient de rugosité :	110
3. Revanche des canaux :.....	110
V.2. Etude des variantes :	111
V.2.A. Première Variante, Canal trapézoïdal en béton armé :.....	111
1. Dimensionnement :	111
2. Les paramètres d'écoulement :	113
3. Estimation du coût de la variante :.....	115
A). Calcule volume du béton armé :.....	115
B). Calcule les volume de terrassement :	115
V.2.B. Deuxième variant : Canal mixte (Gabion & béton armée) :.....	116
1. Résistance des Gabions à la vitesse du courant :	116
2. Dimensionnement :	117
3. Les paramètres d'écoulement :	119
4. Estimation du coût de la variante :.....	121
A). Calcule des volumes :.....	121
V.3. Choix de la variante d'aménagement :	122
V.3.A. Les avantage et les inconvénients :	122
V.3.B. Critères d'évaluation :	123
V.3.C. La variante choisit :	123

CHAPITRE VI : ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

INTRODUCTION :.....	125
VI.1. Réalisation de la variante choisie :	125
VI.1.A. Rôles des intervenants sur le chantier :.....	125
1. Le maître de l'ouvrage :.....	125
2. Maître de l'œuvre :.....	126

3. Entrepreneur :.....	126
VI.1.B. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :.....	126
1. Installations destinées au personnel :.....	126
2. Installations destinées au stockage des matériaux :.....	126
3. Installations destinées à la réparation des engins :.....	126
4. Installation destinée pour la préfabrication :.....	126
VI.1.C. Les moyens de chantier :.....	126
1. Les moyens humains :.....	126
2. Les moyens matériels :.....	127
VI.1.D. Devis quantitatif et estimatif du projet :	127
VI.1.E. Planification :	128
1. Définition :.....	128
2. Les étapes de la planification :.....	128
3. Les techniques de planification :.....	129
A). Méthodes basées sur le réseau :.....	129
B). Les paramètres de la méthode C.P.M :.....	130
C). Les principales lois de la méthode C.P.M :.....	131
D). Chemin critique (C.C)	131
E). Plannings des Travaux	131
4. La partie pratique :.....	132
5. Attribution des durées pour les taches :.....	133
VI.2. Protection et sécurité du travail :.....	137
VI.2.A. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	137
VI.2.B. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :.....	138
1. Protection collective :	138
2. Protection individuelle :.....	138
VI.2.C. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :.....	140
CONCLUSION :.....	141
CONCLUSION GENERALE :.....	142

Liste des figures :

CHAPITRE I : RISQUE D'INONDATION

Figure I-1 : Les type de lit dans plaine alluviale (nord.gouv.fr).....	3
Figure I-2 : Inondation de plaine (georisques.gouv).	6
Figure I-3 : Inondation par remontée de nappe (georisques.gouv).....	6
Figure I-4 : Inondation par crues torrentielles (BACHI, 2011).....	7
Figure I-5 : Inondation par ruissellement (BACHI, 2011).	7
Figure I-6 : Inondation par rupture d'ouvrage (georisques.gouv).	8
Figure I-7 : Inondation par estuariennes (georisques.gouv).	8
Figure I-8 : courbe de Farmer (1967).	10
Figure I-9 : Risque d'inondation (nce.developpement-durable.gouv.fr)	10
Figure I-10 : Les critères de classification de l'aléa (Livre : RISQUE D'INONDATION ET AMÉNAGEMENT DURABLE DES TERRITOIRES).	11

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure II-1 : Découpage administratif de la wilaya de CHLEF.	18
Figure II-2 : Vue satellitaire de la zone d'étude la commune d'oued fodda. (Source : Google Earth (22/6/2020)).....	19
Figure II-3 : Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003).	20

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Figure III-1 : Exemples de modifications de la délimitation du bassin versant suite à la mise en place d'un réservoir ou barrage et la construction d'une route.	24
Figure III-2 : Carte représentative des bassins versant.	26
Figure III-3 : Influence de la forme du bassin versant sur l'hydrogramme de crue.	27
Figure III-4 : Exemples d'indices de compacité.....	28
Figure III-5 : Carte hypsométrique.	30
Figure III-6 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued fodda.....	31
Figure III-7 : Courbe hypsométrique du bassin versant de barrage d'oued fodda.....	32
Figure III-8 : Courbe hypsométrique du bassin versant de barrage BENI CHAIB.	33
Figure III-9 : Profile en long de cours d'eau principal bassin versant d'oued fodda.	39
Figure III-10 : Courbe double cumul.	45
Figure III-11 : La surface affectée à chaque poste pluviométrique dans l'ensemble de bassin versant.	48
Figure III-12 : Abaques de Bernier et Véron.	52
Figure III-13 : L'ajustement graphique par loi de GUMBEL.	53
Figure III-14 : L'ajustement graphique par loi de Galton.	55
Figure III-15 : Courbe de pluie courte durée de déférentes fréquences.....	60
Figure III-16 : Courbe Intensité –Durée –Fréquence.	60
Figure III-17 : Ajustement d'une loi empirique $I_{max}=f(t)$:	61
Figure III-18 : Hydrogrammes de crues probables (Barrage Beni Chaib).....	71
Figure III-19 : Hydrogrammes de crues probables (Barrage oued fodda).....	72
Figure III-20 : Hydrogrammes de crues probables (Bassin versant d'oued fodda).	73

Figure III-21 : Schéma de principe de l'organisation de la production d'une carte des taux d'érosion hydrique sur SIG (M. KOUSSA et T. BOUZIANE).	76
Figure III-22 : Carte d'indice de l'érosivité des pluies dans le Bassin de l'oued fodda.	79
Figure III-23 : Carte de facteur d'occupation des sols C dans le bassin versant d'oued fodda.	79
Figure III-24 : Carte de facteur de l'érodibilité de sols K dans le bassin versant d'oued fodda.	83
Figure III-25 : Carte de facteur topographique LS dans le bassin versant d'oued fodda.....	83
Figure III-26 : Carte de perte en sol en (t/ha/an) dans le bassin versant d'oued fodda.....	85

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE

Figure IV-1 : Écoulement à surface libre.	89
Figure IV-2 : Type des canaux.	90
Figure IV-3 : Éléments géométriques de la section.....	90
Figure IV-4 : Schéma des écoulements uniforme et non uniforme.....	91
Figure IV-5 : Schéma des écoulements permanents et non permanents.....	92
Figure IV-6 : Pont Sidi Amar (Oued fodda-SIKASIK).....	93
Figure IV-7 : Inondations à Oued Fodda 2019 (pont Sidi Amar).	94
Figure IV-8 : Modélisation HEC RAS de la zone inondable.	97
Figure IV-9 : La carte d'inondation dans la zone d'étude.	98
Figure IV-10 : La carte des Aléa d'inondation dans la zone d'étude.	99
Figure IV-11 : Les profils en travers d'oued fodda.	100
Figure IV-12 : Vue de Plan de cours d'eau en 3D d'Oued Fodda, après la simulation.	101
Figure IV-13 : Profil en long d'Oued Fodda, après la simulation.	101
Figure IV-14 : Section en travers PK0 d'oued Fodda.	102
Figure IV-15 : Section en travers de pont du RN4 PK96 d'oued Fodda.	102
Figure IV-16 : Section en travers du pont Sidi Amar PK3367 d'oued Fodda.....	103
Figure IV-17 : Section en travers PK5274 d'oued Fodda.	103
Figure IV-18 : Les zones inondables (1D).	104

CHAPITRE V : ETUDES DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Figure V-1 : Géométrie des sections mouillée dans un canal.	108
Figure V-2 : Section en travers de pont du RN4 PK96 d'oued Fodda aménagée.	114
Figure V-3 : Section en travers de pont du Sidi Amar PK2097 d'oued Fodda aménagée....	114
Figure V-4 : Coupe en travers d'un canal à section mixte (Gabion béton).	117
Figure V-5 : Section en travers PK2204 d'oued Fodda aménagée (béton & Gabion).	120
Figure V-6 : Section en travers PK2204 d'oued Fodda aménagée (béton & Gabion).	120

CHAPITRE VI : ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Figure VI-1 : Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.	135
Figure VI-2 : Diagramme de Gantt.....	136
Figure VI-3 : Les équipements de la protection individuelle.	139

Liste des tableaux :

CHAPITRE I : RISQUE D'INONDATION

Tableau I-1 : les types d'aménagements sur le bassin versant	14
Tableau I-2 : Les aménagements ponctuels : les équipements transversaux.	14
Tableau I-3 : Types d'aménagements le long du cours d'eau : les équipements linéaires.....	15
Tableau I-4 : Les techniques d'aménagement suivent la zone.	16

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau II-1 : Répartition mensuelle des températures moyennes mensuelle.	21
Tableau II-2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle de la précipitation.	22

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III-1 : Les coordonnées UTM de l'exutoire pour chaque bassin versant.....	25
Tableau III-2 : Les résultats géométriques Extrait à l'aide d'un logiciel ArcGIS.	25
Tableau III-3 : Paramètres morphométriques de chaque sous bassin.	28
Tableau III-4 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant d'Oued fodda.	31
Tableau III-5 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant de barrage d'Oued fodda. ...	32
Tableau III-6 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant de barrage BENI CHAIB...	33
Tableau III-7 : Les résultats des calculs des altitudes.	34
Tableau III-8 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	34
Tableau III-9 : Classification de relief.	35
Tableau III-10 : Les résultats de calcul des indices de pente des bassins versant et son type de Relief.	36
Tableau III-11 : Classification, nombre de cours d'eau et leur longueur.	37
Tableau III-12 : Les caractéristiques du Réseau d'écoulement.	38
Tableau III-13 : Pente moyenne du cours d'eau principale <i>ICP</i>	39
Tableau III-14 : Le temps de concentration pour chaque méthode.	41
Tableau III-15 : Le temps de concentration pour chaque bassin versant.....	41
Tableau III-16 : Vitesse de ruissellement pour chaque bassin versant.	41
Tableau III-17 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.	42
Tableau III-18 : Les Coordonnées des stations pluviométriques autour bassin versant d'oued fodda.	43
Tableau III-19 : Calcul de station fictive en (mm).....	44
Tableau III-20 : Calcul des cumuls des séries pluviométriques.....	45
Tableau III-21 : Série des précipitations maximales annuelles de chaque station (mm).....	46
Tableau III-22 : La précipitation maximale journalière moyenne (mm) dans ensemble de bassin versant.	47
Tableau III-23 : Calcul des paramètres statistiques de la série.	48
Tableau III-24 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	53
Tableau III-25 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.	55
Tableau III-26 : Calcul khi-deux pour loi de Galton.	57
Tableau III-27 : Calcul khi-deux pour loi de Gumbel.	57
Tableau III-28 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	59
Tableau III-29 : Les paramètres d'ajustement de loi empirique $I_{max}=f(t)$	61
Tableau III-30 : Résultats de calcul d'apport liquide par la formule SAMIE	62
Tableau III-31 : Résultats de calcul d'apport liquide par la formule l'ANRH	62
Tableau III-32 : Résultats de calcul d'apport liquide par la formule MEDINGUER	63

Tableau III-33 : Résultats de calcul d'apport liquide par la formule dite 'Algérienne'.	63
Tableau III-34 : Choix de la valeur des apport liquide.	63
Tableau III-35 : Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals.	63
Tableau III-36 : Les caractéristiques de l'écoulement.	64
Tableau III-37 : Calcul du coefficient de variation.	65
Tableau III-38 : Coefficient de variation pour chaque bassin versant.	65
Tableau III-39 : Récapitulatif des débits maximums de crue des bassins versant par les différentes formules précédentes.	68
Tableau III-40 : Récapitulatif des débits maximums de crue des bassins versant par les différentes formules précédentes en tenant en compte facteur d'amortissement.	69
Tableau III-41 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.	69
Tableau III-42 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ .	70
Tableau III-43 : Valeurs des débits de crue évacuée (m^3/s) en fonction du temps (Barrage Beni Chaib).	71
Tableau III-44 : Valeurs des débits de crue évacuée (m^3/s) en fonction du temps (Barrage Oued Fodda).	72
Tableau III-45 : Valeurs des débits de crue évacuée (m^3/s) en fonction du temps (bassin d'Oued Fodda).	73
Tableau III-46 : Crue de projet recommandé.	74
Tableau III-47 : Valeurs de facteur R aux différentes stations.	77
Tableau III-48 : Coefficient d'occupation du sol C en fonction du type d'occupation du sol. (Source journals.openedition.org/vertigo/12591?lang=en).	78
Tableau III-49 : Résultats de l'extraction des données de l'utilisant la carte numérique du sol du monde DSMW.	81
Tableau III-50 : Valeur de facteur K dans défient surface.	81
Tableau III-51 : Les statistiques des cellules de pixel pour chaque bassin versant.	84
Tableau III-52 : Calcul apport solide pour chaque bassin versant.	84
Tableau III-53 : Calcul débit solide pour chaque bassin versant.	86
Tableau III-54 : Apport solide pour chaque bassin versant par différentes formules.	86

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE

Tableau IV-1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.	96
Tableau IV-2 : Coefficient de Manning.	96

CHAPITRE V : ETUDES DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Tableau V-1 : Valeurs de coefficient de Manning (Source : Table de rugosité de Manning).	110
Tableau V-2 : Revanches utilisées.	110
Tableau V-3 : Dimensions de l'aménagement d'oued Fodda (canal en béton armé).	111
Tableau V-4 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.	113
Tableau V-5 : Calcule volume du béton.	115
Tableau V-6 : Calcule Les volume de terrassement.	115
Tableau V-7 : Devis de la variante (canal en béton armé).	115
Tableau V-8 : Les dimensions de Gabion et Reno.	116
Tableau V-9 : Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse du courant.	116

Tableau V-10 : Dimensions de l'aménagement d'oued Fodda (canal mixte (Gabion & béton armée)).	117
Tableau V-11 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.	119
Tableau V-12 : Calcule volume du béton et Gabion.	121
Tableau V-13 : Devis de la variante (canal mixte (Gabion & béton armée)).	121
Tableau V-14 : Les avantage et les inconvénients des deux varient.	122

CHAPITRE VI : ORGANISATION ET ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Tableau VI-1 : Engins et leurs tâches.	127
Tableau VI-2 : Le devis des différents travaux de l'aménagement d'oued Fodda.	127
Tableau VI-3 : Liste des opérations avec leurs durées.	133
Tableau VI-4 : Succession des taches.	134
Tableau VI-5 : Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.	140

Liste des planches :

Planche N°1 : plane de masse avec tracer de cour d'eau à aménager avant et après aménagement (W. Chlef).

Planche N °1 : La délimitation des zones inondable dans la commune d'Oued Fodda (W. Chlef).

Planche N °3 : profile en long de la partie aménage d'Oued Fodda (W. Chlef).

Planche N °4 : profiles en travers de la partie aménage d'Oued Fodda avant et après aménagement (W. Chlef).

Planche N °5 : Planning des travaux d'aménagement d'Oued Fodda (W. Chlef).

Introduction Générale :

L'eau, en terme général, est une aubaine, mais elle peut être l'inverse, elle engendre des dégâts dans certaines situations extrêmes, de la pénurie à l'inondation. Pour ce dernier cas, sa gestion a une importance capitale dans le développement de l'occupation du territoire surtout en zones urbaines. Ainsi les inondations sont à l'origine de plus de 80% des catastrophes naturelles enregistrées dans le monde entre 1996 et 2006 provoquant ainsi des dégâts estimés à 500 000 décès et 600 milliards de dollars de pertes économiques. De ce fait, elles sont considérées comme les catastrophes naturelles les plus spectaculaires et les plus désastreuses qui produisent le plus de dégâts (Bachi,2011).

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

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

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

L'objet du travail sera donc l'estimation des débits fréquentiels de crue, puis l'identification des zones inondables pour envisager des mesures structurelles qui puissent protéger les zones urbaines et extra urbaines le long d'Oued Fodda.

Comme méthodologie de travail, on a effectué en première étape une Généralisation sur Risque d'inondation et une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on entamera une étude hydrologique qui sert à prévoir les débits des crues d'Oued Fodda correspondants aux différentes périodes de retours. Cette étude est basée sur une analyse statistique fréquentielle des données pluviométriques disponibles. Ensuite, en deuxième étape, on a fait une étude hydraulique qui consiste à avoir les hauteurs des tirants d'eaux correspondantes aux débits prévus précédemment. Pour cela, les résultats issus de l'étude hydrologique ont réuni avec la géométrie, la pente et la rugosité d'Oued Fodda pour être utilisés comme données d'entrée dans le modèle hydraulique HEC-RAS afin d'avoir en sortie les lames d'eaux correspondantes et par suite présenté les résultats de la modélisation hydraulique (1D & 2D) sous forme d'une carte des zones inondables en associant les fonctionnalités des trois logiciels Autodesk Civil 3D, HEC-RAS et ArcGIS. Dès lors, on saura proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée. Enfin, on fera une étude d'organisation de chantier visant à gérer le bon déroulement du projet et d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de l'aménagement.

Chapitre I :Risque d'inondation.

Introduction :

Ce chapitre explique et présente certaines généralités et la définition que l'on retient des concepts fondamentaux liés aux **cindyniques**, ou sciences des risques, et des outils qui permettent de mieux comprendre le risque d'inondation dans les plaines alluviales.

L'usage de la géomatique est devenu d'un emploi courant dans l'évaluation environnementale du risque d'inondation. Notre entend utiliser cet outil pour combler les lacunes de connaissance concernant les inondations sur plaine d'Oued Fodda.

I.1. Considération hydrologique :

L'ensemble de ces termes de base en hydrologie constitue une base de connaissances permettant de mieux comprendre ce phénomène :

I.1.A. Les lits du cours d'eau :

Sont définis comme " des unités spatiales comprises entre deux talus continus et qui constituent les surfaces d'écoulement des eaux. Ils sont hiérarchisés en fonction des débits à écouler, depuis l'étiage jusqu'à la crue exceptionnelle " -(Ballais et al., 2011, p.16). En général, on distingue trois types de lit dans une plaine alluviale fonctionnelle des cours d'eau le lit mineur, le lit moyen et le lit majeur.

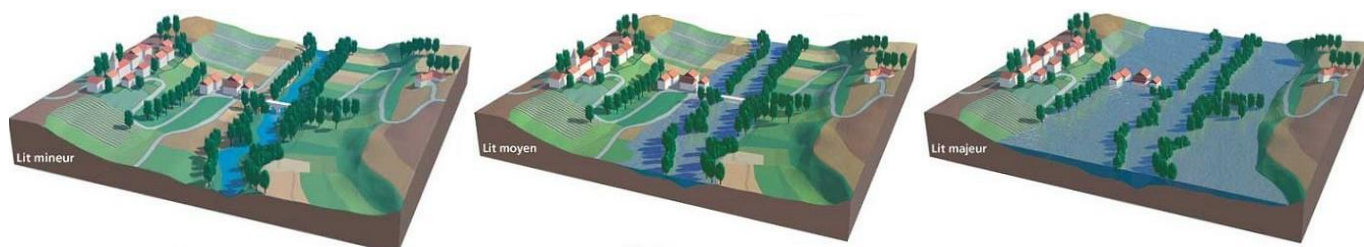


Figure I-1 : Les types de lits dans plaine alluviale (nord.gouv.fr).

1. Le lit mineur :

Correspond à " des formes actives de la dynamique fluviale, en évolution fréquente » (Ballais et al., 2011, p.16). Il est composé « d'un ou plusieurs chenaux bien marqués " (Degoutte, 2006, p.56), est peu ou pas constitué de végétation aérienne.

2. Le lit moyen :

Le lit moyen est " limité par des talus, correspond au lit occupé par les crues fréquentes à moyennes (périodes de retour comprises entre 2 à 10 ans) " -(PPRNI, 2012, p.22). " Du point de vue hydraulique, le lit moyen participe aux écoulements des crues alors que le lit majeur joue plutôt un rôle de stockage " (Degoutte, 2006, p.56).

3. Le lit majeur :

L'étude de ce lit est nécessaire pour expliquer la morphologie de la plaine d'inondation. C'est l'espace d'expansion maximale du cours d'eau et les crues ont des périodes de retour de décennale à plus de centennale (Malavoi et Bravard, 2010 ; PPRNI, 2012). Ce type de lit fluvial est constitué de zones inondables potentielles.

Ce lit peut se décomposer en deux parties principales :

- Une zone d'écoulement, généralement au voisinage du lit mineur, où la vitesse de courant est forte.
- Une zone d'expansion de crues ou de stockage des eaux, où le courant a une faible vitesse.

I.1.B. BERGE :

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique. (Merabet, 2006).

I.1.C. Ruissellement :

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines.

I.1.D. La crue :

Le terme de « crue » correspond à une forte augmentation plus ou moins brutale et aléatoire du débit d'un cours d'eau et, par conséquent, du niveau de l'eau dans le celui-ci. Il en résulte des débordements dans le lit majeur dommageables par leur extension spatiale, leur durée et/ou par la violence des écoulements.

L'écoulement rapide de crue résulte de paroxysmes pluviaux de forte intensité, de précipitations pluvieuses remarquables par leur durée et leur extension spatiale ou de phénomènes d'embâcles (accumulation naturelle de matériaux apportés par l'eau), de débâcles et de la fonte des neiges.

Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de cet hydrogramme qui est appelé « crue », la partie descendante étant « la décrue ».

I.1.E. Le débordement :

Le phénomène de débordement est le résultat de la propagation d'un débit supérieur à celui que peut évacuer le lit mineur. En débordant, l'eau alimente massivement la nappe phréatique située sous le champ d'inondation.

I.2. Généralisation sur les inondations :

I.2.A. L'inondation fluviale :

L'inondation peut être définie comme "un phénomène de submersion temporaire, naturelle ou artificielle, d'un espace terrestre". Face au danger réel ou potentiel, l'enjeu est donc de définir, avec le plus de précision possible, l'étendue des périmètres inondés, en vue d'intégrer l'aléa dans notre mode d'habiter l'espace. La mise en carte est l'une des démarches privilégiées pour assurer un inventaire des espaces à risque et conduire une politique de prévention ancrée sur la sensibilisation des habitants.

I.2.B. Les causes et origines des inondations :

Les inondations ont des causes multiples, parmi les principales causes de l'inondation, on relève surtout de fortes pluies liées aux aléas météorologiques. A ces causes naturelles s'ajoutent des facteurs d'origine anthropique. On observe des causes humaines directes (rupture d'ouvrages ou d'embâcles) et des causes humaines indirectes liées aux réserves d'eau (de surface ou souterraine) ou aux modifications climatiques globales (la montée du niveau de la mer par exemple).

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on peut citer :

- ✚ **Causes d'origine naturelle** : elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges...etc.
- ✚ **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- ✚ **Causes d'origine humaine indirecte** : elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.2.C. Conséquences et dégâts des inondations :

Les inondations font beaucoup de dégâts qui entraînent de grandes pertes. Il existe principalement deux grandes catégories de dégâts que créent ces inondations :

1. Dégâts matériels :

Lorsque se passent les inondations, les constructions (habitations, magasins, ponts, bâtiments publics ...) sont dégradées et parfois même dévastées, ravagées ainsi que les pylônes électriques etc. Les appareils électriques (appareils de communication, électroménagers) étant trempés sont hors circuit. Les maisons inondées ne facilitent pas la vie des habitants, d'autant plus que le ravitaillement est difficile, les voies étant impraticables.

2. Dégâts humains :

Au moment de l'inondation, beaucoup de personnes périssent noyées ou sont frappées par des décombres emportés par le courant. D'autres nombreuses personnes disparaissent sous les eaux. Les personnes victimes de l'inondation quittent leur logement vers d'autres hébergements temporaires et souvent difficiles à trouver. Les personnes restant dans la ville qui loge dans des bâtiments en hauteur subissent un manque de vivres et d'eau potable.

I.2.D. Typologie des inondations :

En fonction de l'événement créateur de la catastrophe, On peut distinguer plusieurs types d'inondation :

1. Les inondations de plaines :

Les inondations de plaine se produisent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés, mais d'intensités modérées, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, sur des bassins versants moyens à grands (supérieur à 500 km²). Le cours d'eau sort lentement de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et inonder la plaine pendant une période relativement longue. Ces phénomènes concernent particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente peut durer pendant plusieurs semaines. Les dommages que provoque ce type d'inondation sont imputables aux hauteurs et durées de submersion.

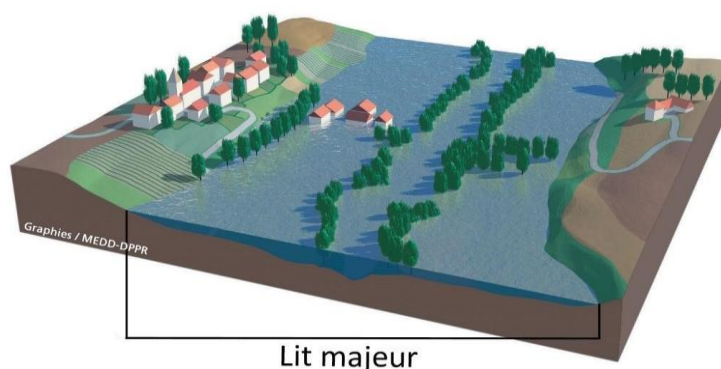


Figure I-2 : Inondation de plaine (georisques.gov).

2. Les inondations par remontée de nappe :

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. (Merabet, 2006).

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous bâtisses, l'engorgement des ouvrages souterrains, tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sous les constructions, etc. (Boubchir, 2007).



Figure I-3 : Inondation par remontée de nappe (georisques.gov).

3. Les inondations par crues torrentielles :

Les crues torrentielles se caractérisent par un très fort transport solide et une profonde modification du lit à l'occasion de l'événement. Les dommages imputables à ces phénomènes sont avant tout liés à la vitesse du courant, renforcés par les matériaux que peuvent charrier les rivières générant de telles crues (Ledoux, 2006).

La principale particularité des écoulements torrentiels par rapport aux écoulements en rivières à faible pente consiste en un transport de sédiments (ou transport solide) beaucoup plus important, au moins en période de crue.

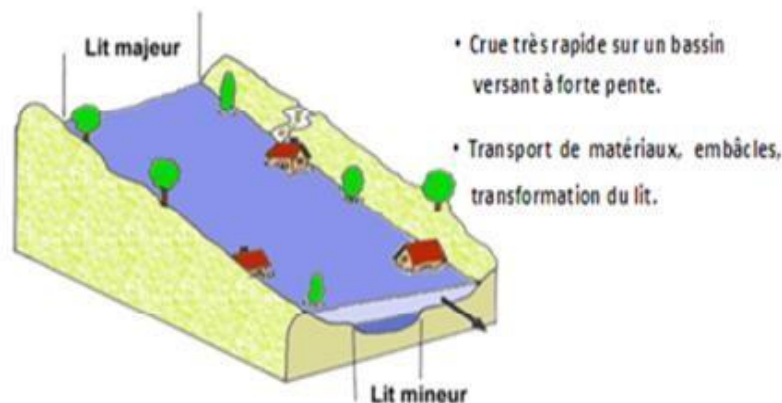


Figure I-4 : Inondation par crues torrentielles (Bachi, 2011).

4. Les inondations par ruissellement urbain :

Les inondations par ruissellement sont dues à des écoulements sur la voirie de volumes d'eau ruisselés sur le site ou à proximité, qui ne sont pas absorbés par le réseau d'assainissement superficiel et souterrain. Ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Le ruissellement pluvial urbain provoque d'importantes inondations lorsque les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus violentes. L'urbanisation intensive de petits bassins versants est à l'origine de l'imperméabilisation des sols, qui accroît et aggrave considérablement le ruissellement.



Figure I-5 : Inondation par ruissellement (Bachi, 2011).

5. Les inondations par rupture d'un ouvrage :

Dans ce type des inondations survient brutalement soit par débordement au-dessus de la digue, soit par rupture de la digue. Le phénomène peut être très brutal et d'autant plus dommageable quand les zones d'habitations sont proches de la digue.

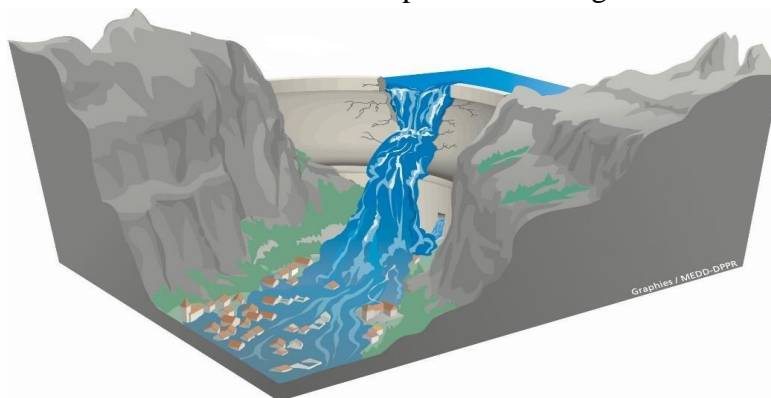


Figure I-6 : Inondation par rupture d'ouvrage (georisques.gouv).

6. Les inondations marines :

La submersion marine peut être causée par des ondes de tempête combinée à la marée. Il s'agit d'un type d'inondation particulièrement dangereux du fait des volumes d'eau déplacés, susceptibles de provoquer rupture ou submersion de digues. La submersion marine favorise l'inondation de plaine, car le gonflement anormal du niveau marin réduit la pente d'écoulement des eaux fluviales qui s'écoulent alors plus lentement vers la mer et stagnent dans la plaine inondable. Ceci aggrave l'inondation. Ce type d'inondation se produit en zone côtière.

7. Les inondations estuariennes :

Les zones riveraines d'un estuaire peuvent être inondées du fait de la conjonction d'une crue fluviale et d'un niveau de la mer exceptionnellement élevé bloquant ou ralentissant l'évacuation de la crue. Le niveau de cette submersion suit alors les fluctuations d'une ou plusieurs marées avec les modifications propres à l'estuaire et à la crue fluviale.

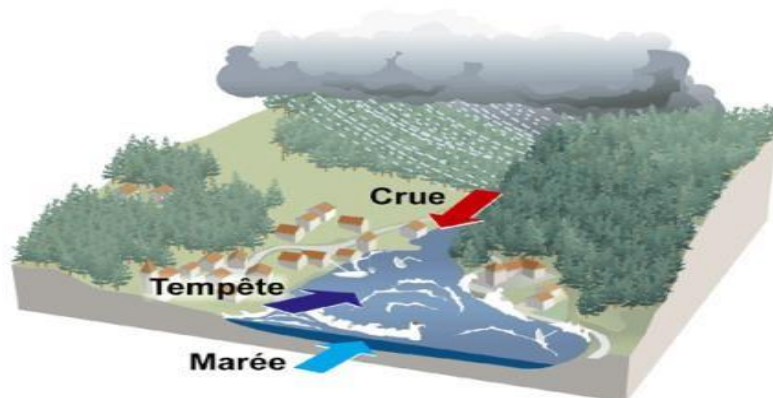


Figure I-7 : Inondation par estuariennes (georisques.gouv).

I.3. Approches scientifiques et institutionnelles du risque inondation :

I.3.A. Notion de risque :

1. Alea :

Veyret et Richemond (2003a : 16) définissent l'aléa comme un « évènement possible qui peut être un processus naturel, technologique, social, économique et sa probabilité de réalisation ». Il est également considéré « au sens restreint, par la probabilité d'occurrence d'un phénomène » (Dauphiné, 2003 : 17). L'intensité, la fréquence ou occurrence sont les principales caractéristiques de l'aléa, mais « sa dimension spatiale n'est pas systématiquement mise en avant » (Peltier, 2005 : 30), or, l'espace affecté par l'aléa est déterminant dans la gestion du risque.

Etudier les aléas c'est chercher à caractériser ces phénomènes selon les principaux paramètres suivants :

- A). La fréquence de survenance,
- B). L'intensité destructrice,
- C). L'étendue.

2. Les enjeux :

Les enjeux sont représentés par les personnes, les biens publics et privés, les activités économiques, l'environnement, exposés aux aléas. (Veyret & Richemond, 2003a ; Ledoux, 2006).

3. La vulnérabilité :

La vulnérabilité est la sensibilité des populations et des activités localisées dans une zone exposée à un aléa. Elle « exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles de l'aléa sur les enjeux : dommages, arrêt d'un service... » (PPRNi de l'Yzeron, 2012, p.17).

Selon les normes AFNOR, les classes de vulnérabilité correspondent aux cinq catégories de ressources :

- 1). Atteintes de personne H,
- 2). Dommages aux biens physiques et techniques T,
- 3). Pertes d'informations I,
- 4). Dommages aux partenariats P (ressources amont, latérales, aval),
- 5). Pertes de revenus F.

4. Territoire :

La notion de **territoire** prend en compte l'espace géographique ainsi que les réalités politiques, économiques, sociales et culturelles. Elle inclut l'existence de frontières, pour un territoire politique ou administratif, ou de limites pour un territoire naturel.

5. Le risque Natural :

Selon l'Institut Français de l'Environnement (IFEN), le risque naturel est « lié à un aléa d'origine naturelle ou anthropique dont les effets prévisibles mettent enjeu un grand nombre de personnes, provoquent des dommages importants et dépassent les capacités de réaction des instances directement concernées » (IFEN, 2002). De plus, selon Luhmann (1993).

Remarque :

On dit que ce risque est un **risque majeur**, si : un événement incertain dont les effets négatifs sont considérables et dont la réalisation est souvent, mais non pas toujours, faiblement probable.

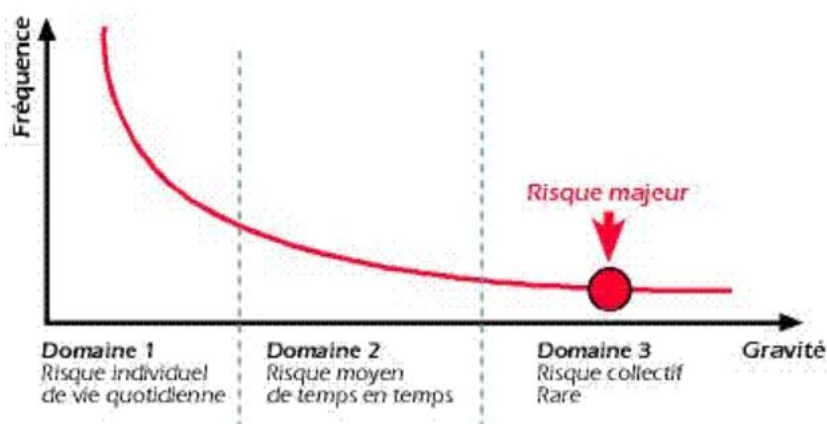


Figure I-8 : courbe de Farmer (1967).

I.3.B. Risque d'inondation :

Le risque d'inondation peut être défini comme « la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel lite mineur d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités » (MEDD, 2004a, p.3). L'importance des enjeux est toujours proportionnelle au niveau du risque d'inondation.

Pour un risque à une inondation fluviale, nous avons :

- **L'aléa** : la crue du cours d'eau.
- **Les enjeux** : les personnes et les biens, notamment les immeubles.
- **La vulnérabilité** : la hauteur, à la solidité et à l'étanchéité des immeubles face au débordement.

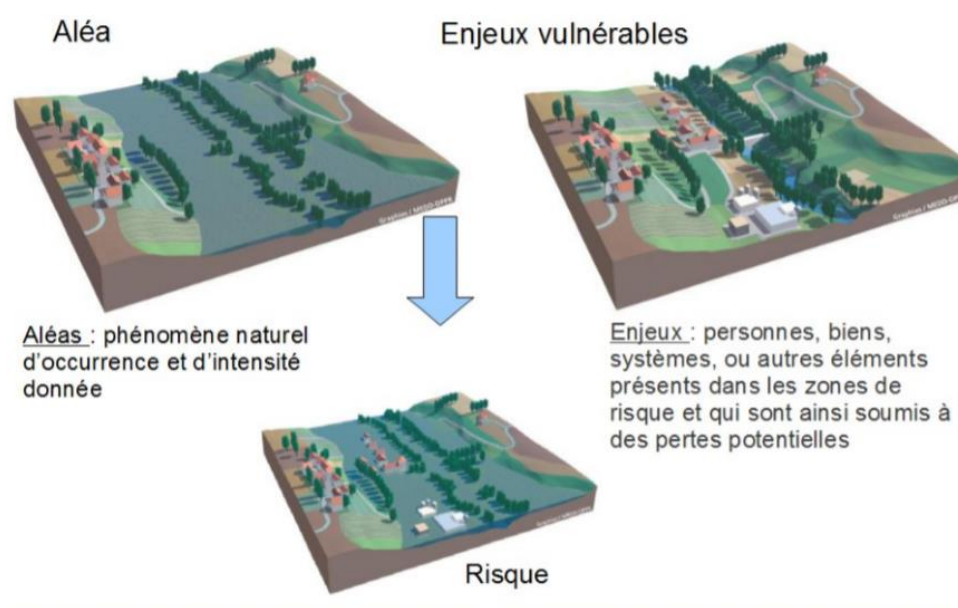


Figure I-9 : Risque d'inondation (nce.developpement-durable.gouv.fr)

Les paramètres comme la période de retour de crues (fréquentes, moyennes, exceptionnelles et maximale vraisemblable), la hauteur et la durée de crue, la vitesse d'écoulement, et le volume de matière transportée, sont déterminants pour qualifier l'aléa inondation (Dauphiné, 2001 ; Tacnet et Burnet, 2007).

Les critères traditionnellement sélectionnés pour définir les niveaux de l'aléa sont :

- La fréquence, définissant différentes zones d'extension des inondations en fonction de leur période de retour ;
- La vitesse, dans la mesure où de son niveau dépend la capacité d'entraînement, de sapement de berges ou de piles de ponts et la destruction d'habitations par les flots de crue ;
- La hauteur, parce qu'elle est un des facteurs qui détermine l'importance des dommages ;
- La durée de l'inondation qui joue également sur l'ampleur des dommages tant matériels (dégâts agricoles, dommages mobiliers et immobiliers) que psychologiques.

Durée\Hauteur	< 0.5 m	De 0.5 à 1 m	De 1 à 1.5 m	>1.5 m
< 48 h	Faible	Faible si $V_s < 1.5$ m/s	Moyen	Fort
		Moyen si $V_s > 1.5$ m/s		
De 2 à 8 jours	Faible	Moyen	Moyen si $V_s > 0.5$ m/s	Fort si $V_s < 1.5$ m/s
			Fort si $V_s > 0.5$ m/s	Très fort si $V_s > 1.25$ m/s
De 8 à 15 jours	Faible si $V_s < 1.5$ m/s	Moyen	Fort	Très Fort
	Moyen si $V_s > 1.5$ m/s			
> 15 jours	Moyen	Moyen si $V_s > 0.5$ m/s	Fort si $V_s < 1.5$ m/s	Très fort
		Fort si $V_s > 0.5$ m/s	Très fort si $V_s > 1.25$ m/s	

Figure I-10 : Les critères de classification de l'aléa (Scarwill, 2004 & Laganier, 2004).

I.3.C. La gestion du risque d'inondation :

La gestion du risque d'inondation est le fruit d'une longue évolution, qui porte sur la conception même. Longtemps, elle reposait sur des actions de proximité des villageois et sur des réalisations des ingénieurs qui, par des interventions techniques comme la réalisation de « beaux ouvrages », aménageaient les lits des fleuves ou rectifiaient le lit des cours d'eau afin de lutter contre les risques d'inondation et soustraire les terres inondables au profit de l'aménagement.

1. Diversité des outils et modes de gestion des zones inondables :

Les différents modes de gestion qui peuvent être adoptés sont liés à la définition même du risque. Celui-ci est fréquemment défini comme le produit de deux composantes indépendantes que sont l'aléa et la vulnérabilité (White, 1975). C'est à partir de cette définition que l'on peut élaborer une typologie des outils et modes de gestion des zones inondables en distinguant deux stratégies qui sans être en opposition se complètent désormais et qui ont pour objectif :

- L'une, de réduire l'aléa, autrement dit, le phénomène physique d'inondation. Celle-ci s'est traduite par une démarche plutôt traditionnelle qui promeut des mesures de protection dites « structurelles » pour lutter contre les inondations fluviales à l'échelle de la vallée et plus récemment par le renforcement de mesures visant à favoriser l'infiltration ou le stockage des eaux pluviales sur les versants (mesures compensatoires).
- L'autre, de réduire les impacts prévisibles des inondations et la vulnérabilité au risque, et de démontrer la capacité de la société à affronter et à surmonter une crise, autrement dit à conforter la forte « résilience » du socio-système.

Une politique de prévention est d'autant plus efficace qu'elle s'accompagne d'un aménagement des zones sujettes au risque d'inondation ou du bassin versant et qu'elle fait l'objet de l'appropriation tant des acteurs publics que privés. Ces deux stratégies sont complémentaires, et leurs moyens d'action – mesures structurelles et non structurelles – doivent être associées dans des combinaisons multiples selon les situations.

A). Les mesures structurelles de gestion de l'inondation :

Les mesures structurelles sont des mesures techniques de protection contre les crues. Elles sont bien connues et consistent en des travaux d'ouvrages de génie civil dans le lit du cours d'eau et sur les versants. Elles visent à influencer sur les conditions d'écoulement des crues et leur hydrologie pour réduire le risque d'inondation.

B). Les mesures « non structurelles » de gestion de l'inondation :

Quant aux mesures « non structurelles », elles évoquent aussi bien les mesures visant à modifier les pratiques (en termes d'utilisation et d'usage du sol), que les enjeux exposés (en volume et en fragilité) ou la répartition des coûts supportés dans le temps ou au sein de la société. Leur évolution tient à la tentative de concilier les enjeux autour des territoires avec la vulnérabilité des populations aux inondations. La logique hydrologique est trop souvent oubliée dès lors qu'il s'agit de développer des espaces spécifiques.

En résumé, le traitement du risque d'inondation prend la forme :

- Des réponses techniques dont l'objectif principal est d'atténuer l'aléa, son intensité, sa probabilité.
- Des réponses de l'aménagement spatial destinées à réduire la vulnérabilité des territoires par le biais soit d'interdiction à construire soit de contrôle, voire d'autorisation à construire sur les territoires du risque tels que les lotissements, les zones d'activités, équipements dans le lit majeur des fleuves ou des zones d'expansion naturelles des crues. Ces mesures sont avant tout préventives.

- Des réponses en termes d'organisation de sécurité civile dont l'objet est le déploiement de moyens d'intervention, afin de maîtriser la « crise » et de secourir les victimes.
- Des réponses assurancielles dont la finalité est la réparation des dommages subis par les personnes et les biens.

2. La classification des mesures structurelles en fonction des « territoires » du risque

Leur objectif est de lutter contre les inondations en modifiant l'aléa hydrologique, c'est-à-dire en réduisant la fréquence avec laquelle les événements naturels de crue affectent les zones urbaines et rurales développées.

Les réponses techniques peuvent schématiquement être classées selon deux destinations :

- Mise en place d'ouvrages à l'échelle locale.
- Aménagements intégrés à l'échelle du bassin versant.

Ce passage de l'un à l'autre traduit les limites apportées par les réalisations techniques à l'échelle locale et donc la prise en compte récente du risque à l'échelle de l'ensemble du bassin de risque.

Le contexte institutionnel contemporain fait désormais coexister l'arsenal juridique et l'ingénierie y compris l'ingénierie sociale. Le rôle des autorités compétentes est d'harmoniser la mise en œuvre.

Historiquement, la gestion du risque inondation a longtemps été dominée par une logique de protection qui consistait à se prémunir contre les événements catastrophiques par l'édification d'ouvrages de défense contre les crues (barrages, digues etc...). Geneviève Decrop et Pierre Vidal-Naquet soulignent que la logique de l'ouvrage conduisait à externaliser le risque : le danger doit être contenu dans les ouvrages de protection et tout excédent par rapport à l'ouvrage relève de la force majeure (Decrop et Vidal-Naquet, 1998). Cependant, cette gestion centralisatrice basée essentiellement sur le recours à des mesures structurelles va montrer ses limites face à l'apparition de nouvelles zones de risque du fait de l'urbanisation en zone inondable et mettre en évidence l'impossibilité de supprimer totalement les risques encourus.

Tableau I-1 : Les types d'aménagements sur le bassin versant

Objectifs :	Outils :	Domaine d'action :
<p>- Maîtriser le ruissellement de l'eau jusqu'aux rivières ou jusqu'à d'autres zones susceptibles d'être inondées en raison de leur topographie en creux.</p> <p>- Limiter l'érosion des terres.</p>	<p>Le schéma de drainage : Il permet de ralentir et de réduire le ruissellement en améliorant l'infiltration des précipitations dans le sol. Il permet de limiter le transport de matières solides susceptibles d'obstruer les chenaux d'écoulement de l'eau ou de remplir les bassins de rétention. Il peut être utilisé dans un but agricole.</p> <p>- Les bassins de rétention : Ils visent à contrôler l'écoulement de l'eau et des sédiments. Ils sont généralement conçus pour contenir des crues de fréquence décennale.</p>	<p>Ces aménagements sont surtout adaptés aux zones rurales et espaces agricoles.</p> <p>Il s'agit traditionnellement de mesures réalisées individuellement par les exploitants agricoles dans le cadre parfois de démarches contractualisées (CTE, contrats divers des collectivités locales et de l'agence de bassin).</p> <p>C'est à la suite de l'extension des cultures que ces mesures se sont développées pour lutter indirectement contre les inondations. En zone urbaine, où l'importance des surfaces imperméabilisées augmente le ruissellement de surface, les schémas de drainage des terres sont remplacés par des techniques de stockage et d'infiltration des eaux combinées aux réseaux d'assainissement et d'évacuation des eaux pluviales. Certaines villes cherchent à valoriser les bassins de retenue en cas d'orage et les utilisent comme terrain de sport. Mais il s'agit là d'inondations dites « pluviales », liées au ruissellement des eaux de pluies sur des surfaces imperméabilisées.</p>

(Scarwill, 2004 & Laganier, 2004)

Tableau I-2 : Les aménagements ponctuels : les équipements transversaux.

Objectifs	Outils	Efficacité et impacts
<p>La mise en œuvre de barrages vise à retenir ou dévier un certain volume d'eau de la rivière afin de réduire la fréquence des crues, l'étendue des zones inondées et la durée des pics de crue.</p>	<p>Les barrages sont des ouvrages multifonctions utilisés dans le cadre de différents usages :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Régularisation du débit pour le soutien d'étiage - Alimentation en eau potable - Usage touristique et ludique - Production hydroélectrique - Navigation fluviale 	<p>Efficacité Réduction des dommages potentiels variable selon le taux de remplissage de la retenue au début de l'événement et de la fréquence de la crue.</p> <p>Impacts Modification des biocénoses aquatiques. L'artificialisation des régimes hydrologiques défavorise certaines espèces et peut bloquer leur reproduction ou ralentir leur croissance. Modification des régimes thermiques et de la qualité des eaux : mortalité des poissons. Modification de la capacité de transport des cours d'eau. Perturbation des habitats aquatiques et terrestres.</p>

(Scarwill, 2004 & Laganier, 2004)

Tableau I-3 : Types d'aménagements le long du cours d'eau : les équipements linéaires.

Objectifs	Outils :	Efficacité et impacts
<p>- Augmenter la capacité maximale d'évacuation des eaux en période de crue.</p> <p>- Limiter en surface l'espace inondé.</p>	<p>1. Les travaux de correction et de régularisation des cours d'eau Ils visent à réduire la hauteur de submersion lors des crues en facilitant l'écoulement de l'eau. Ils creusent le lit mineur de la rivière ou linéarisent son cours. Cet objectif peut être réalisé par de nombreux travaux tels que l'élargissement du lit mineur du cours d'eau par recalibrage ; l'approfondissement du lit mineur par dragages ; le remodelage du tracé du lit mineur ; la mise en place d'enrochements, d'épis ; la construction de seuils.</p> <p>2. Les digues et les levées : (Digue de terre destinée à contenir un cours d'eau dans des limites déterminées. Elles visent à augmenter la hauteur des berges d'un cours d'eau afin de contenir la montée des eaux dans son lit mineur. Elles visent à augmenter la capacité maximale d'évacuation des eaux en période de crue, influent sur la vitesse d'écoulement de l'eau et réduisent la surface inondable. Elles sont traditionnellement longitudinales par rapport à la rivière et représentent les plus anciennes structures de lutte contre les inondations.</p>	<p>Efficacité : Les digues sont efficaces en termes de réduction des dommages dus aux inondations et de protection des personnes.</p> <p>Impacts sur l'hydrosystème : - Isolement de la rivière par rapport à son lit majeur d'où de faibles échanges de matières, d'énergie et d'organismes et des conditions écologiques différents de part et d'autre de la digue.</p> <p>A court terme : - Diminution de l'alimentation en eau des nappes phréatiques due à l'évacuation trop rapide des crues en aval. - Problème de drainage des zones situées derrière les digues. - Érosion accrue qui conduit à une incision du lit pouvant dans certains cas menacer les aménagements de rivière (digues, piles de ponts...)</p> <p>A long terme : - Diversité écologique réduite. - Modification de la végétation alluviale. Modification du style fluvial et des habitats.</p>

(Scarwill, 2004 & Laganier, 2004)

Tableau I-4 : Les techniques d'aménagement suivent la zone.

Localisation	Que faut-il faire ?	Par quels moyens ?
Amont de la zone à protéger	Limiter le débit arrivant sur la zone	Rétention de l'eau en amont par des ouvrages transversaux. Dérivation d'une partie du flot vers des zones d'expansion de crues
	Empêcher les débordements parasites pour éviter d'activer des canaux secondaires.	Monter des digues aux points de débordement Créer des canaux de collecte des eaux de débordement.
Sur la zone à protéger	Passer le plus rapidement possible.	Augmente la débitance en modifiant les ouvrages actuels et en améliorant l'écoulement des vecteurs hydrauliques existants.
Aval de la zone à protéger	Evacuer l'eau.	Augmenter la débitance chenaux naturels ou artificiels par création de lits moyens de décharge sur les berges.
	Orienter l'eau vers des zones dédiées	Ouverture de nouveau chenaux pour protéger les futures zone urbanisables.
	Utiliser les zones d'expansion de crue.	Favoriser les débordements dans les terrains non urbanisés, ni prévus pour une urbanisation future.

(Scarwill, 2004 & Laganier, 2004)

I.3.D. Anticipation de la crise :

Une bonne anticipation de la crise est toujours nécessaire pour un bon plan se prépare à l'avance, afin d'éviter la panique au moment de l'événement. Il est recommandé d'y faire figurer des informations sur le signal d'alerte (s'il existe) et les consignes de sécurité, les numéros utiles (urgence, services de l'État, compagnie d'assurance, etc.), les fréquences radio et tous autres éléments ont adapté à chaque situation familiale.

Conclusion :

Les inondations peuvent être l'un des facteurs limitant le développement des capacités de la société humaine, en particulier dans les pays pauvres et en développement où la capacité d'alerte et l'expérience de gestion du risque sont encore limitées. De plus, la pression économique et démographique ainsi qu'une surexploitation inappropriée des ressources naturelles et le changement climatique peuvent aggraver l'amplitude et la fréquence des inondations.

Pour cela, il faut faire et la mise ouvre un programme de protection contre les crues afin de diminuer les risques et les dégâts en titre d'exemple : la limitation de l'urbanisme dans les zones à risques, faire des dérivations spéciales, renforcer les digues (barrage, rivière), isoler et protéger les réseaux publics, la création des bassins d'orage, le nettoyage des berges (rivière, fleuve), élimination des obstacles, l'aménagement de territoire.

Chapitre II :Présentation de la zone d'étude.

Introduction :

Pour tout projet en hydraulique, la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, climatique, démographique et hydraulique ... ; afin de bien déterminer les facteurs influents sur la conception du projet.

II.1. Situation géographique du site :

II.1.A. Présentation de la wilaya de CHLEF :

La wilaya de CHLEF ex-Orléans vil occupe une position stratégique sur le plan économique et commercial faisant d'elle un carrefour dans l'ensemble régional centre et l'ouest a une vocation agricole et recèle d'importante ressources naturelles, toutes ses caractéristiques font de la wilaya de CHLEF un pôle très promoteur dans le domaine de l'investissement.

La wilaya de Chlef est une ville située dans la partie occidentale du nord de l'Algérie centrale, entre les deux plus grandes villes, Alger et Oran.

La wilaya de Chlef est localisée dans le Tell occidental à 200 km (jusqu'à 300 km pour les communes du nord-ouest) à l'ouest d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 4791 Km².

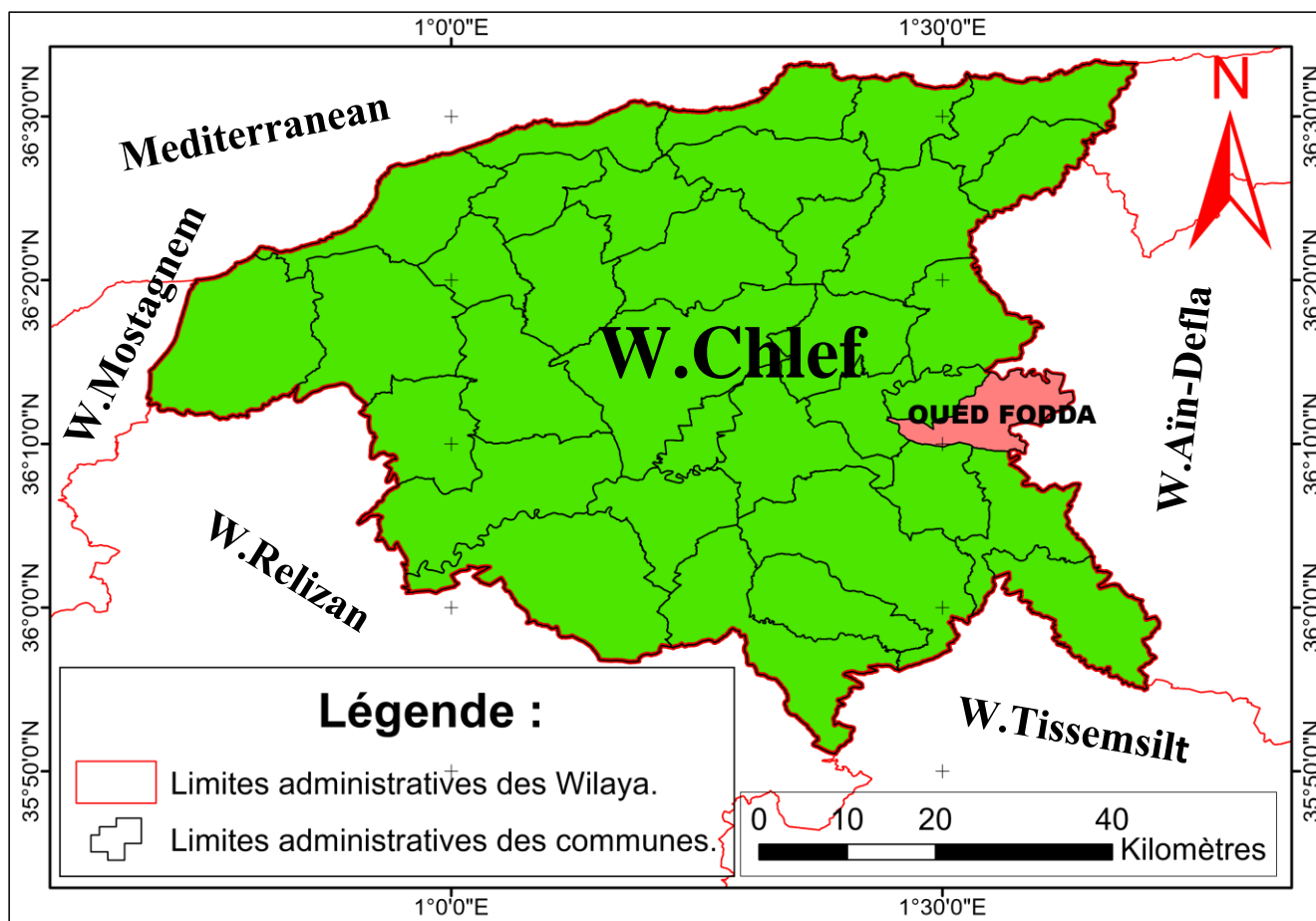


Figure II-1 : Découpage administratif de la wilaya de Chlef.

II.1.B. Situation géographique de la zone d'étude :

La commune d'Oued Fodda est le chef-lieu de daïra d'oued fodda, wilaya de Chlef en Algérie, elle est située à 20 km à l'Est de la ville de Chlef (chef-lieu de la wilaya). La commune compte une superficie d'environ 75 km² et une population d'environ 41710 habitants.

Elle est limitée par :

- Au Nord par la commune d'OULED ABBES et EL-ABADIA.
- Au sud par les communes de HARCHOUN, KARIMIYA et TIBERKANINE.
- A l'Ouest par commune d'OUM-DROUE.
- A l'Est par la commune d'ATTAF (wilaya d'AIN-DEFLA).

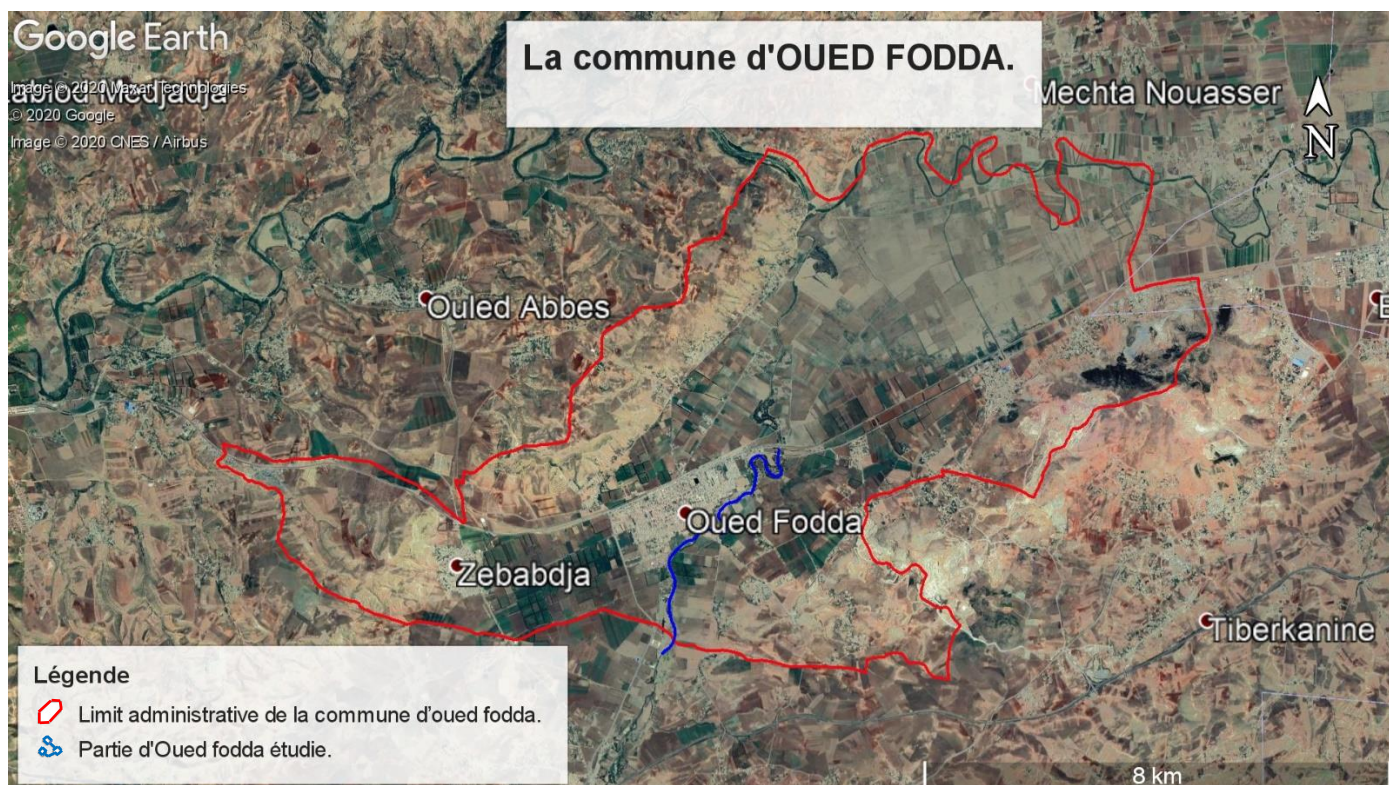


Figure II-2 : Vue satellitaire de la zone d'étude la commune d'oued fodda. (Source : Google Earth (22/6/2020)).

II.1.C. Situation topographique :

L'étude topographique joue un rôle important dans la protection contre les inondations ; vu que l'évacuation des crues s'effectue avec un écoulement gravitaire, même que l'étendue et sa profondeur dans la plaine de débordement liée principalement au la topographique de la zone inondable.

La zone d'étude est caractérisée par un terrain plat sachant que les côtes topographiques variantes entre 180 m et 152 m, sachant que l'altitude augmente en allant vers le sud.

Remarque :

La topographique de la commune montre que : un débordement dans un point implique une grande zone inondable (étendue important).

II.1.D. Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

La zone d'étude est traversée par oued d'oued fouda qui est un oued non permanent.

II.1.E. Sismicité de la région :

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

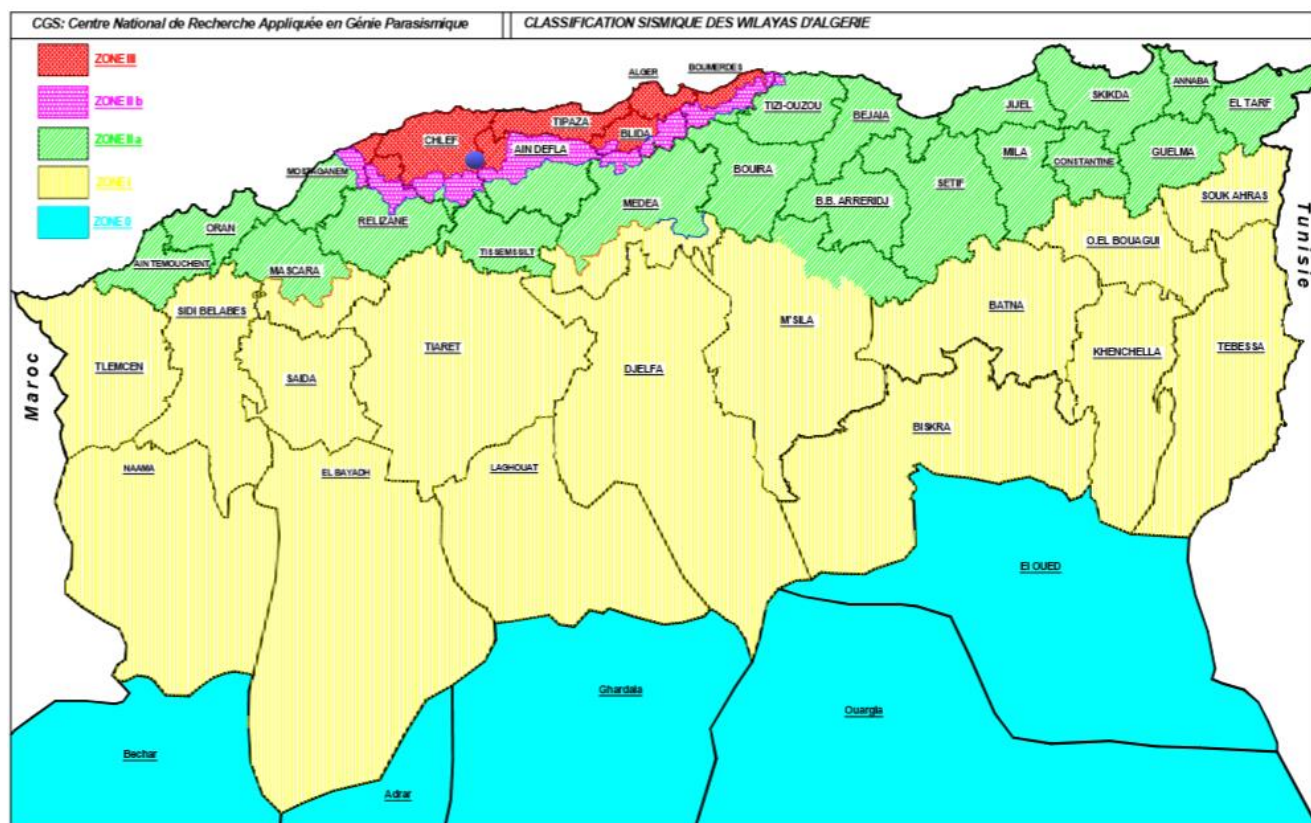


Figure II-3 : Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003).

- **Zone III :** zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale).
- **Zone II a :** zone à très fort risque sismique.
- **Zone II b :** zone à fort risque sismique.
- **Zone I :** zone à faible risque sismique.
- **Zone 0 :** zone à très faible risque sismique.

D'après le règlement parasismique Algérien notre zone d'étude appartient à la zone III.

II.1.F. Situation climatique :

La région d'Oued Fodda est caractérisée par un climat de type continental, froid en hiver et chaud en été, les pluies sont bien plus importantes à oued fodda qu'elles ne le sont en été.

L'absence de station climatologique dans la commune d'OUED FODDA, nous a amené à retenir la station climatologique de CHLEF, analogue et proche du lieu d'étude, et ce afin d'estimer les différents paramètres climatiques. Cette station est gérée par l'Office National de la Météorologie (ONM d'Algérie).

Caractéristiques de la station de référence (Chlef) :

Latitude : 36°13' N.

Longitude : 01°20' E.

Altitude : 443m.

1. Température :

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau, évaporation.....

Tableau II-1 : Répartition mensuelle des températures moyennes mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
T _{max} (°C)	15,2	16,6	21,12	23,98	28,32	35,75	38,28	37,27	32,82	29,17	19,9	17,87
T _{min} (°C)	5,53	5,88	8,98	10,8	14,55	20,13	22,65	22,72	19,58	16,77	10,77	7,18
T _{moy} (°C)	10,37	11,24	15,05	17,39	21,43	27,94	30,47	29,99	26,2	22,97	15,33	12,53

(Source : ONM)

Tel que :

T_{min}: température minimale moyenne.

T_{max}: température maximale moyenne.

T_{moy} : température moyenne.

Interprétation :

On peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Avril, avec une température minimale atteinte au mois de janvier.
- Une période chaude qui s'étale de Mai à Octobre, le pic de température est observé au mois d'Août.

2. Le vent :

Les vents dominants sont ceux de l'Ouest et du Nord-Ouest pour les quatre saisons caractérisant l'extrême Nord de l'Algérie, les vitesses moyennes mensuelles des vents varient de 2.50 m/s à 3.05 m/s avec une moyenne annuelle de 2.75 m/s.

3. L'humidité :

L'humidité Relative de l'air est généralement plus élevée le matin pour tous les mois, elle est de l'ordre de 65 à 75 % en hiver et près de 35 % en été. Elle peut compenser en un certain degré l'absence ou la rareté des précipitations en favorisant le développement des plantes. Le mois le plus humide est le mois de décembre, par contre, le mois le plus sec est le mois de juillet.

4. Pluviométrie :

Les données pluviométrie sont plus ou moins régulières, assez complètes et étalées sur une période d'observation assez longue (de 1968 à 2002).

La répartition de la pluie moyenne interannuelle estimée à partir de la série d'observations de la station pluviométrique (012219) de ANRH est comme suit :

Tableau II-2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle de la précipitation.

Mois :	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moyenne annuelle :
P _{moy} (mm) :	16.2	33.8	50.1	58.3	52.9	46.1	51.3	45.2	29.8	9.7	3.1	4.2	400.5

Source : ANRH.

Interprétation :

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (58.3 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de juillet (3.1 mm).

II.1.G. Vocation de la commune d'oued fodda :

La commune d'oued fodda possède :

- Plusieurs axes routiers et ferroviaires que nous pouvons citer :
 - Réseaux routiers : Traversée par la route nationale 04 (RN04), et le chemin de wilaya 132 (W132).
 - Réseaux ferroviaires : La ligne Alger-Oran.
- Deux grands secteurs industriels :
 - (Unité de production de tuyaux précontraints (HYDRO-CANAL) à Oued-Fodda
 - Mines et Carrières représentées par ENOF (Entreprise Nationale d'Oued Fodda.
- Une grande partie agricole qui la rend une commune pastorale (orange et oliviers).
- Vu le taux d'accroissement démographique estimé à 2.1 % entre 1998-2008, nous pouvons dire que la ville d'oued fodda est très attractive.

Conclusion :

Dans ce chapitre ; on a donné un aperçu général sur la zone d'étude, on a défini les caractéristiques nécessaires du site et on a déterminé les données de base pour entamer le projet qui est la protection de la commune d'oued fodda contre les inondations.

Chapitre III :Étude hydrologique.

Introduction :

Dans le cadre de l'étude de protection de la ville d'oued fouda 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 de l'oued fouda et déterminer ces caractéristiques en utilisant le logiciel ArcGIS. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement des oueds qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

III.1. Bassin versant d'oued Fouda.

Bassin versant ou bassin d'alimentation aux droites d'une section de mesure, est défini comme la totalité de surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. C'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations non évaporent ou absorbé par infiltration s'écoulent par une seule section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval à l'exutoire.

Chaque bassin versant séparer des autres par ligne de partage des eaux. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

Remarque :

La division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage effective des eaux souterraines. Le bassin versant est alors différent du bassin versant délimiter strictement par la topographie. Il est appelé dans ce cas **bassin versant réel**.

Lorsque l'on s'intéresse au ruissellement, La délimitation du bassin versant doit tenir compte des barrières artificielles (routes, chemins de fer, etc.). En effet, l'hydrologie du bassin versant, et notamment la surface drainée, peuvent être modifiées par la présence d'apports latéraux artificiels (réseaux d'eaux usées ou potables, drainages, routes, pompages ou dérivations artificielles modifiant le bilan hydrologique).

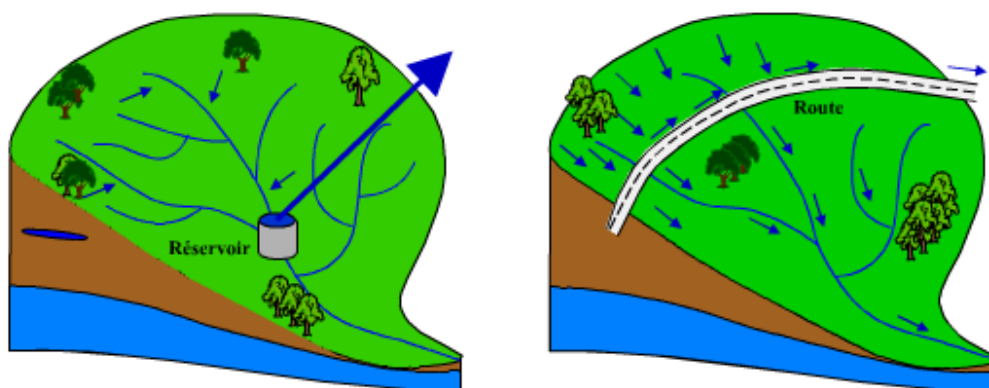


Figure III-1 : Exemples de modifications de la délimitation du bassin versant suite à la mise en place d'un réservoir ou barrage et la construction d'une route.

De plus, il est aussi nécessaire de tenir compte des effets anthropiques relatifs aux eaux du système **dans notre cas, on intéresse à effet de barrage d'oued fouda et barrage Beni Chaib**. La mise en œuvre de barrages vise à retenir ou dévier un certain volume d'eau de la rivière afin de réduire la fréquence des crues, l'étendue des zones inondées et la durée des pics de crue.

Pour cela, il faut étudier l'impact des deux barrages (barrage d'oued fodda et barrage BENI CHAIB) sur le comportement l'efficacité de bassin versant, Alors en prendre un nouveau sous bassin versant de barrage oued fodda.

Conclusion :

Pour un meilleur calcul, nous prenons les trois bassins versant qui :

- ✓ Bassin versant d'oued fodda : **BV_ouedfodda.**
- ✓ Sous bassin versant de barrage d'oued fodda : **S_BV_barrage_A**
- ✓ Sous bassin versant de barrage BENI CHAIB : **S_BV_barrage_B.**

Les coordonnées UTM (Nord_Sahara_1959_UTM_Zone_31N) de l'exutoire pour chaque bassin versant :

Tableau III-1 : Les coordonnées UTM de l'exutoire pour chaque bassin versant.

Bassin versant	Coordonnée de l'exutoire.		
	X (km) :	Y (km) :	Z (m) :
BV_ouedfodda	368,647	4004,652	160,321
S_BV_barrage_A	375,164	3989,702	407,711
S_BV_barrage_B	387,448	3966.988	621.387

III.1.A. Caractéristiques du bassin versant :

1. La surface :

La surface topographique est le paramètre plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation infiltration ...).

La surface « S » d'un bassin versant s'exprime généralement en « km² ».

2. Le périmètre :

Correspond à la limite extérieure du bassin. Le périmètre « P » d'un bassin versant est exprimé en « Km ».

Applications :

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques ont été calculées à l'aide de la carte d'élévation numérique (modèle numérique du terrain-MNT ou **DEM**) téléchargée depuis le site officiel de L'Institut d'études géologiques des États-Unis (C'est un organisme gouvernemental américain qui se consacre aux sciences de la Terre.) "usgs.gov (Earth Explorer)" avec une résolution de 57 m, traité par la version française d'ArcGIS V 10.3.

Description :

Le bassin d'Oued fodda est situé au Sud-Est de Chlef, il est une partie du bassin du Cheliff. Le bassin versant de l'oued fodda dont les lignes de crête se situent entre 160,320 m et 1950,989 m.

Les résultats géométriques et hydrographiques des deux bassins versants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-2 : Les résultats géométriques Extrait à l'aide d'un logiciel ArcGIS.

Désignation	Symbole	Unités	BV_ouedfodda	S_BV_barrage_A	S_BV_barrage_B
Superficie	S	Km2	1124,578	788,159	428.561
Périmètre	P	Km	211,582	174,099	106.005

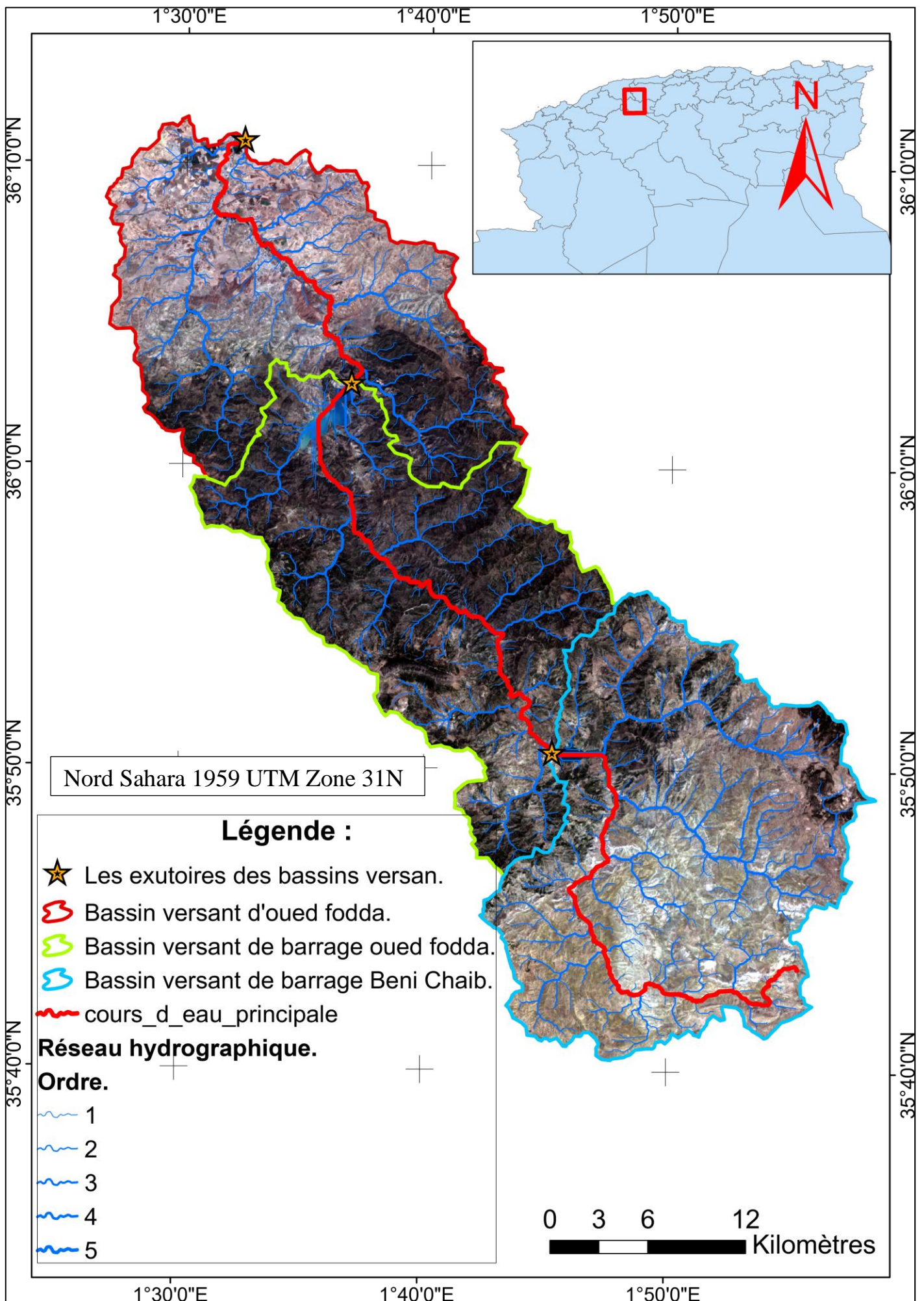


Figure III-2 : Carte représentative des bassins versant.

III.1.B. Caractéristiques de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de **temps de concentration**.

En revanche, les bassins en forme d'éventail (bv₁), présentant un temps de concentration plus court (t_{c1}), auront les plus forts débits de pointe, comme le montre la figure suivante :

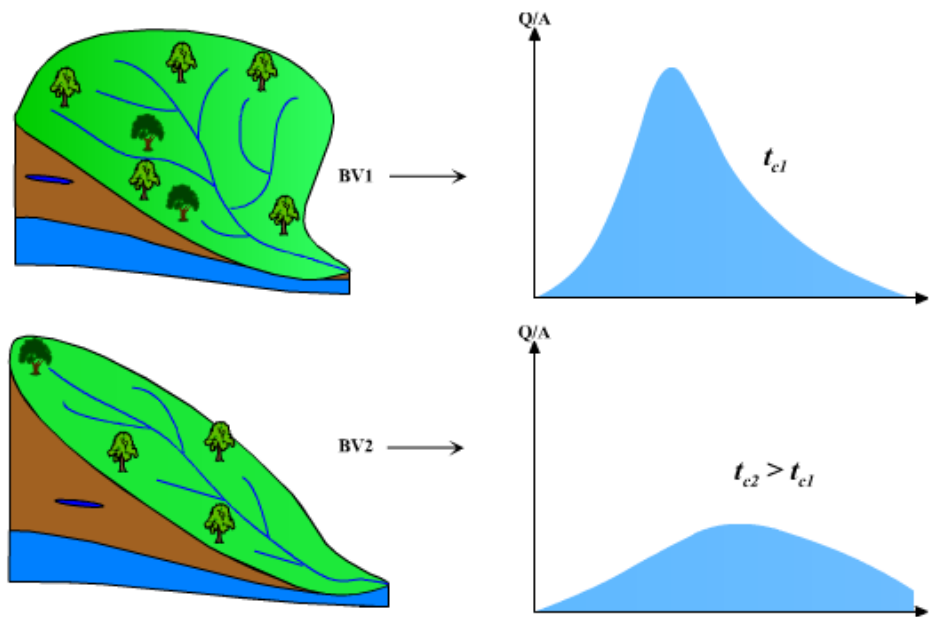


Figure III-3 : Influence de la forme du bassin versant sur l'hydrogramme de crue.

1. Indice de compacité de Gravélius K_G :

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

Soit :

$$k_G = \frac{P}{P_c} \quad (\text{III, 1})$$

Avec : $P_c = 2\pi R$ et $S = \pi R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

Donc :

$$k_G = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III, 2})$$

Où :

K_G : est l'indice de compacité de Gravélius.

A : surface du bassin versant [km²].

P : périmètre du bassin [km].

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

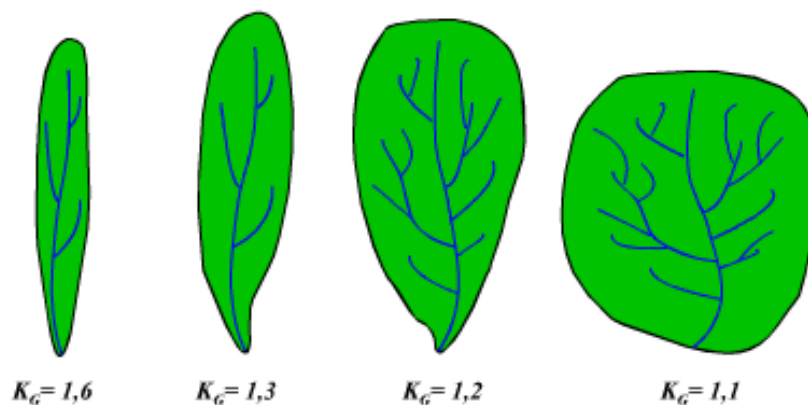


Figure III-4 : Exemples d'indices de compacité.

2. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l'ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'une de ces petites côtes.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$p = 2 \times (L + l) \quad \text{et} \quad s = l \times L$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$L, l = k_G \times \frac{\sqrt{s}}{1,128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_G} \right)^2} \right) \quad \text{(III, 3)}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

l: Largeur du rectangle équivalent en (Km).

Application numérique :

Tableau III-3 : Paramètres morphométriques de chaque sous bassin.

Bassin versant :	Surface (Km²) :	Périmètre (Km) :	K _G :	L (Km) :	l (Km) :	La forme
BV_ouedfodda	1124,578	211,582	1.78	93.854	11.982	K _G >> 1 : La forme allongée .
S_BV_barrage_A	788,159	174,099	1.75	76.854	10.255	K _G >> 1 : La forme allongée .
S_BV_barrage_B	428.561	106.005	1.44	43.070	9.950	K _G >> 1 : La forme allongée .

III.1.C. Le Relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- ❖ La courbe hypsométrique.
- ❖ Les altitudes caractéristiques.
- ❖ L'indice de pente globale.
- ❖ La dénivelée spécifique.
- ❖ L'indice de pente moyenne.

Notre but recherché est la détermination de la classe du relief.

1. Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (exprimée pourcentage %) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.

Sur courbe hypsométrique, Nous pouvons extraire :

- ✓ **L'altitude maximale et minimale « H_{max} , H_{min} » :**
L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin qui est généralement l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique.
- ✓ **L'altitude « $H_{5\%}$ » :**
C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
- ✓ **L'altitude médiane « $H_{50\%}$ » :**
C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
- ✓ **L'altitude « $H_{95\%}$ » :**
C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
- ✓ **L'altitude moyenne « H_{moy} » :** Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (III, 4)$$

Avec : $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$

Où :

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m.

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km².

S : Surface totale du bassin versant en km².

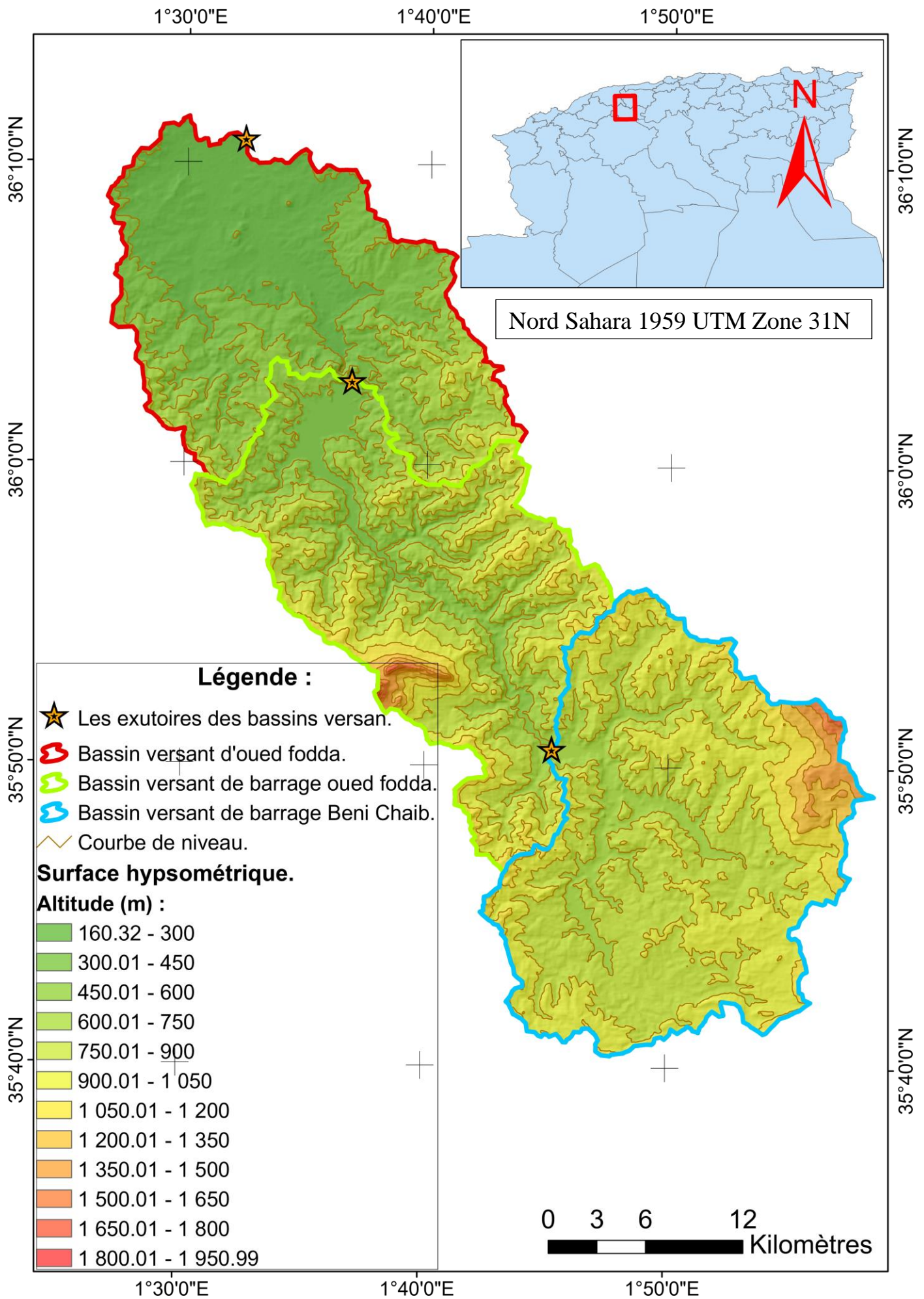


Figure III-5 : Carte hypsométrique.

Tableau III-4 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant d'Oued fodda.

Classe :	Altitude (m) :	Altitude Hi (m) :	Répartition du Surface :				Si*Hi :
			Partielles		Cumulée		
			Surfaces (km ²) :	Surfaces (%) :	Surfaces (km ²) :	Surface (%) :	
12	1800-1950,989	1875,494	0,129	0,01%	0,129	0,01%	241,833
11	1650-1800	1725	0,978	0,09%	1,107	0,10%	1687,782
10	1500-1650	1575	3,378	0,30%	4,485	0,40%	5319,926
9	1350-1500	1425	11,599	1,03%	16,084	1,43%	16528,94
8	1200-1350	1275	17,150	1,53%	33,235	2,96%	21866,86
7	1050-1200	1125	50,853	4,52%	84,088	7,48%	57209,26
6	900-1050	975	212,565	18,90%	296,652	26,38%	207250,8
5	750-900	825	298,120	26,51%	594,772	52,89%	245948,7
4	600-750	675	164,914	14,67%	759,686	67,56%	111317,1
3	450-600	525	122,793	10,92%	882,479	78,48%	64466,07
2	300-450	375	115,850	10,30%	998,329	88,78%	43443,84
1	160,321-300	230,160	126,184	11,22%	1124,513	100,00%	29042,6
Totale :			1124,513	100,00%			804323,8

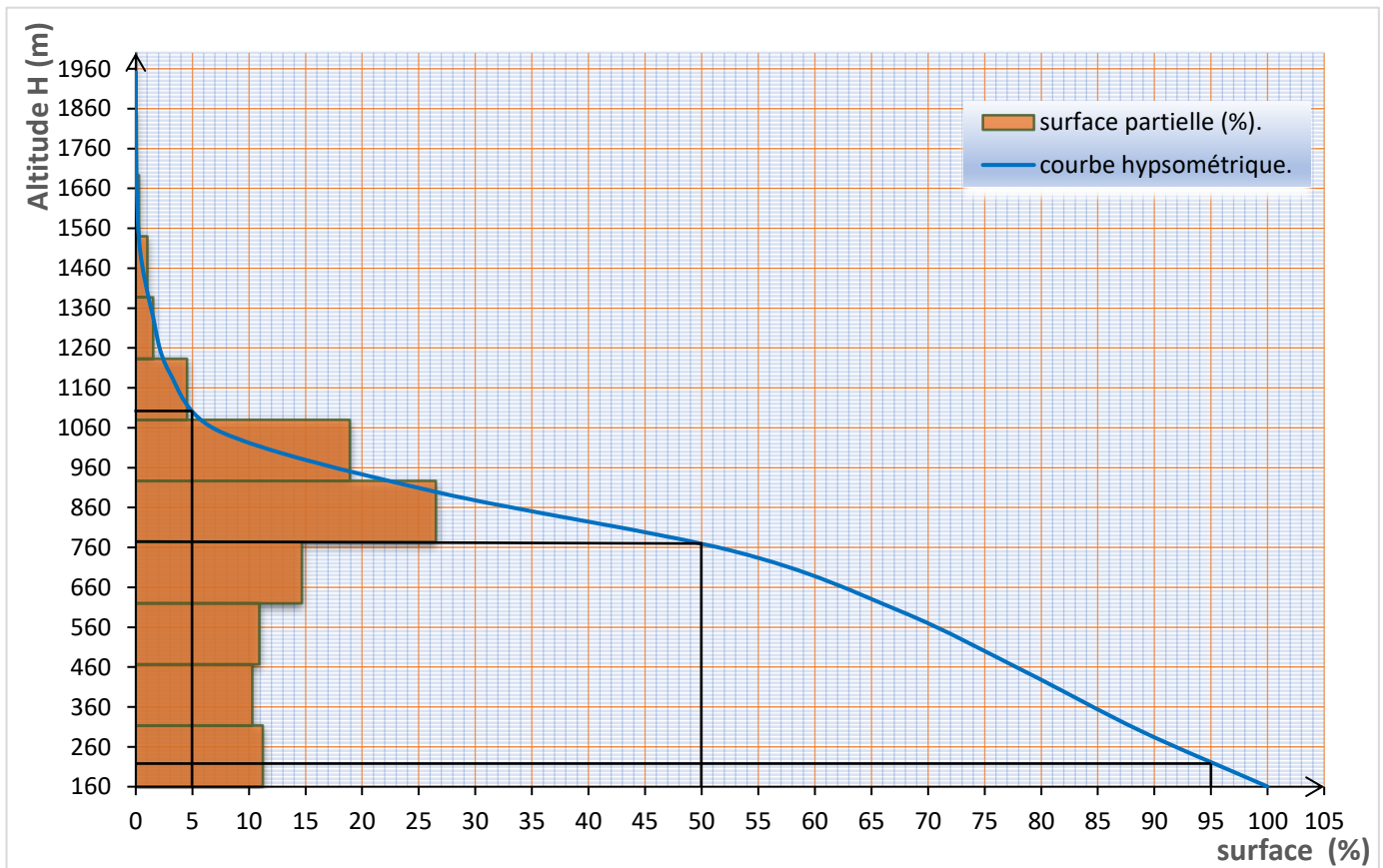


Figure III-6 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued fodda.

Tableau III-5 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant de barrage d'Oued fodda.

Classe :	Altitude (m) :	Altitude HI (m) :	Répartition du Surface :				Si*Hi :
			Partielles		Cumulée		
			Surfaces (km ²) :	Surfaces (%) :	Surfaces (km ²) :	Surface (%) :	
11	1800-1950,989	1875,494	0,129	0,02%	0,129	0,02%	241,8313
10	1650-1800	1725,000	0,978	0,12%	1,107	0,14%	1687,785
9	1500-1650	1575,000	3,378	0,43%	4,485	0,57%	5319,92
8	1350-1500	1425,000	11,599	1,47%	16,084	2,04%	16528,94
7	1200-1350	1275,000	17,150	2,18%	33,235	4,22%	21866,85
6	1050-1200	1125,000	50,819	6,45%	84,054	10,67%	57171,13
5	900-1050	975,000	209,389	26,57%	293,442	37,24%	204154
4	750-900	825,000	280,566	35,60%	574,009	72,84%	231467,3
3	600-750	675,000	127,310	16,15%	701,318	88,99%	85934,05
2	450-600	525,000	62,761	7,96%	764,079	96,96%	32949,54
1	407,711-450	428,855	23,991	3,04%	788,071	100,00%	10288,84
Totale :			788,071	100,00%			667610,2

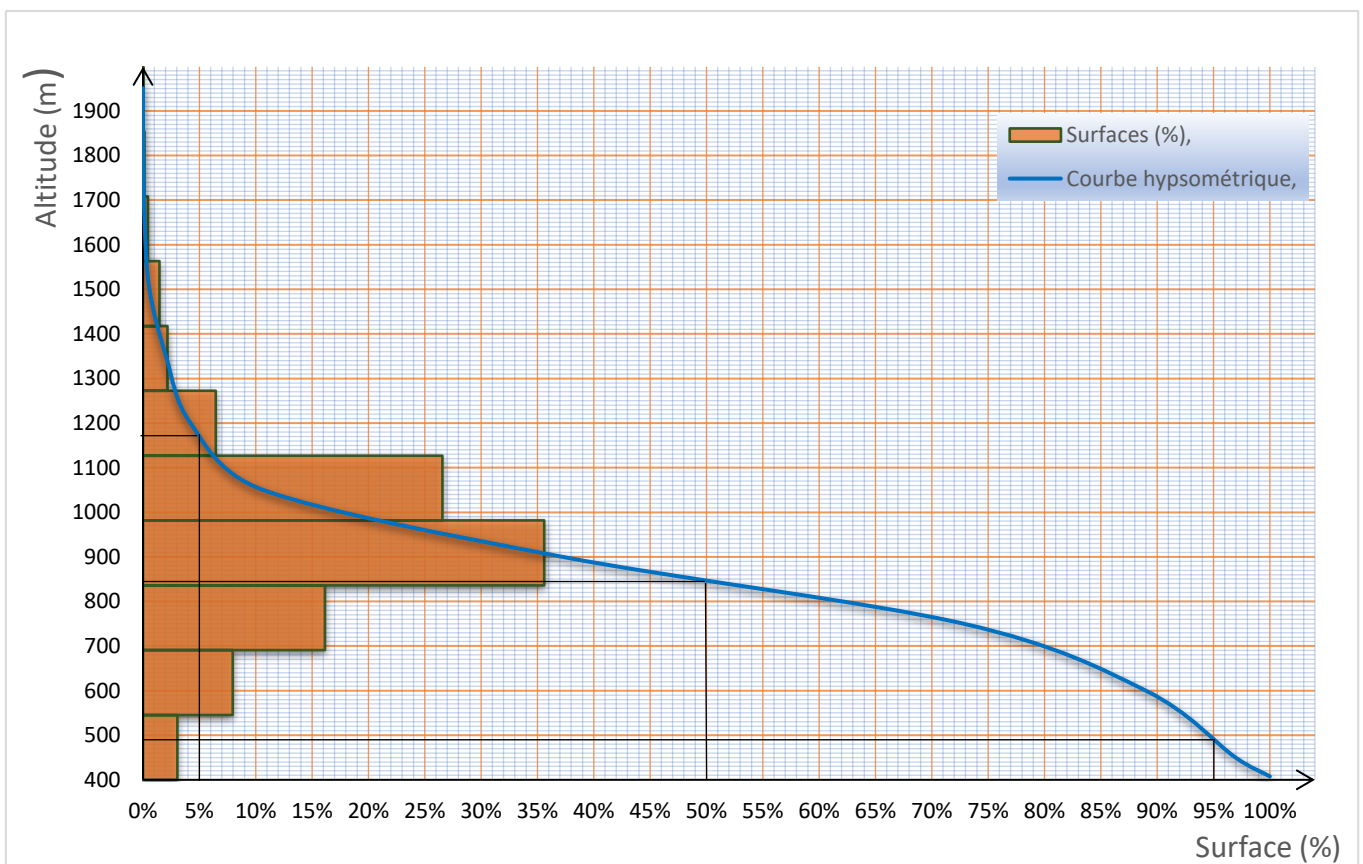


Figure III-7 : Courbe hypsométrique du bassin versant de barrage d'Oued fodda.

Tableau III-6 : Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant de barrage BENI CHAIB.

Classe :	Altitude (m) :	Altitude HI (m) :	Répartition du Surface :				Si*Hi :
			Partielles		Cumulée		
			Surfaces (km ²) :	Surfaces (%) :	Surfaces (km ²) :	Surface (%) :	
11	1650-1772.97	1711	0.499	0.12%	0.499	0.12%	853.94164
10	1500-1650	1575	1.805	0.42%	2.304	0.54%	2842.81994
9	1350-1500	1425	8.346	1.95%	10.650	2.49%	11892.691
8	1200-1350	1275	13.355	3.12%	24.005	5.61%	17027.7876
7	1050-1200	1125	31.675	7.40%	55.680	13.00%	35634.2483
6	900-1050	975	145.257	33.92%	200.937	46.92%	141625.473
5	750-900	825	184.250	43.02%	385.187	89.94%	152006.41
4	621.387-750	686	43.083	10.06%	428.269	100.00%	29541.4466
Totale :			428.269	100%			391424.818

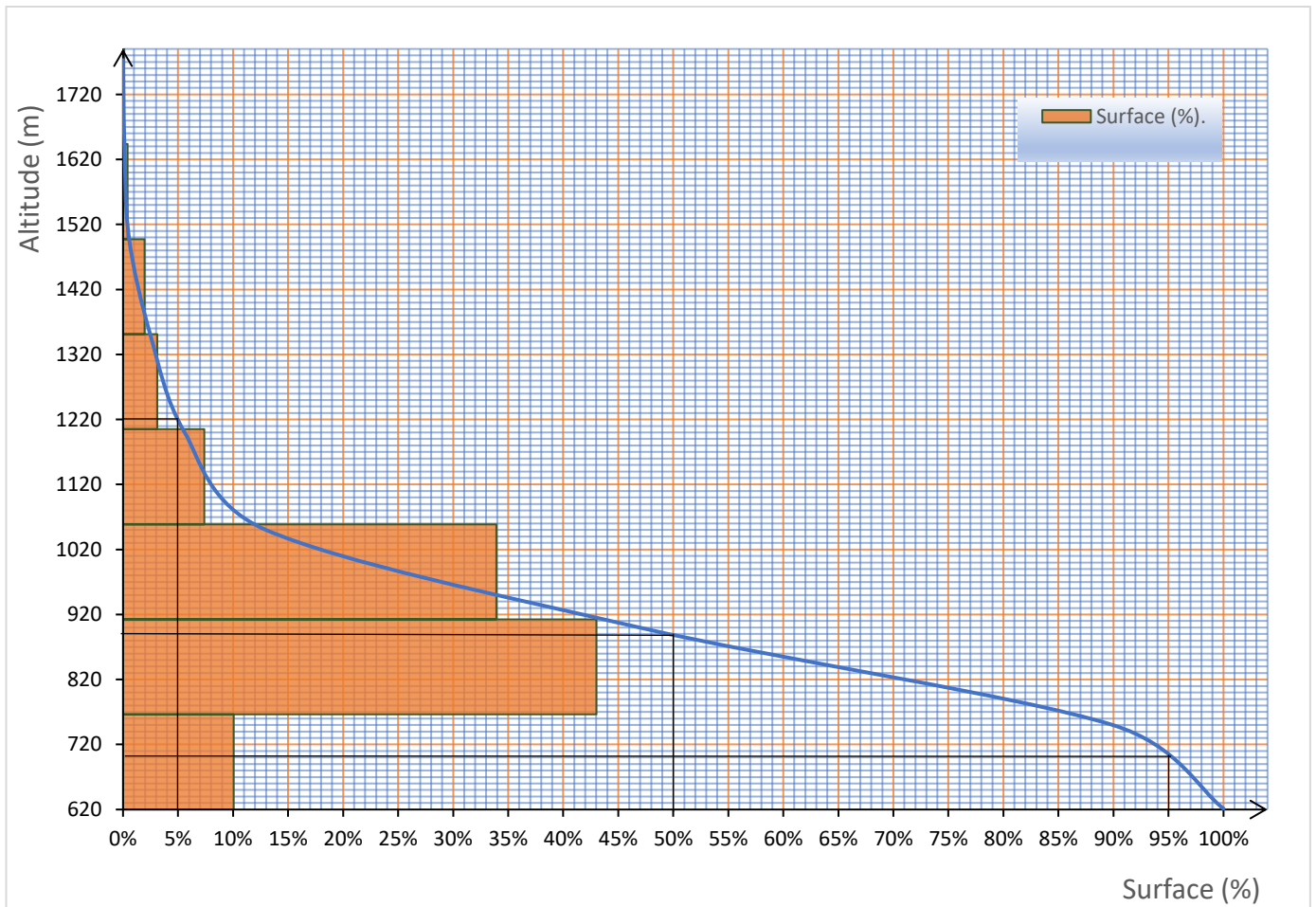


Figure III-8 : Courbe hypsométrique du bassin versant de barrage BENI CHAIB.

Tableau III-7 : Les résultats des calculs des altitudes.

Bassin versant :	H_{max} (m):	H_{min} (m) :	$H_{50\%}$ (m) :	$H_{5\%}$ (m) :	$H_{95\%}$ (m) :	H_{moy} (m) :
BV_ouedfodda	1950,99	160,321	770	1100	220	715.264
S_BV_barrage_A	1950,99	407,711	850	1170	490	847.145
S_BV_barrage_B	1772.97	621.387	890	1220	705	913.97

La longueur correspondante à chaque courbe de niveau présentée dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.

Altitudes (m)	Longueurs des courbes (km) :		
	BV_ouedfodda	S_BV_barrage_A	S_BV_barrage_B
300	90,140	0	0
450	184,827	72,362	0
600	228,132	152,211	0
750	381,803	330,043	142.739
900	467,462	451,505	276.57
1050	158,553	157,608	87.679
1200	32,062	32,062	19.108
1350	34,057	34,057	21.194
1500	15,608	15,608	4.140
1650	6,175	6,175	2.019
1800	0,913	0,913	0
1950	0,006	0,006	0
Totale :	1599,736	1252,548	553.449

2. Indice de pente globale I_g :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous-bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tel-que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III, 5})$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (m).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Cet indice très facile à calculer, est très utilisé, il sert de base de classification O.R.S.T.O M pour des bassins versants dont la surface est d'ordre de **25 km²**.

Pour nous, la surface de chaque bassin versant **supérieur à 25 km²** donc ont calculé la dénivelée spécifique.

3. La dénivelée spécifique D_s :

La dénivelée spécifique permet définir les différents types du relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. Elle est définie comme suit :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} \quad (\text{III, 6})$$

Avec :

I_g : Indice de pente globale (m/km).

S_i : Surface du bassin versant (Km²)

Tableau III-9 : Classification de relief.

R1	Relief très faible	$D_s < 10$
R2	Relief faible	$10 < D_s < 25$
R3	Relief assez faible	$25 < D_s < 50$
R4	Relief modéré	$50 < D_s < 100$
R5	Relief assez fort	$100 < D_s < 250$
R6	Relief fort	$250 < D_s < 500$
R7	Relief très fort	$500 < D_s$

4. Indice de pente de Roche I_p :

L'indice de pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} . I_p est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III, 7})$$

Avec :

L : longueur du rectangle (m).

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

5. Pente moyenne du bassin versant « I_m »

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (\text{III, 8})$$

Avec :

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

L_i : les longueurs des courbes de niveaux d'ordre 1, 2, ...n en (m).

S : superficie du bassin versant (m²).

Application numérique :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : Les résultats de calcul des indices de pente des bassins versant et son type de Relief.

Bassin versant	I_g (m/km) :	D_s (m) :	I_p :	I_m :	Relief
BV_ouedfodda :	9,376	314,431	0,1140	0,2014	$250 < D_s < 500$ Alors : Relief fort.
S_BV_barrage_A :	8,848	248,399	0,1116	0,2315	$100 < D_s < 250$ Alors : Relief assez fort.
S_BV_barrage_B :	11.95	247.536	0.1308	0,1684	$100 < D_s < 250$ Alors : Relief assez fort.

III.1.D. Les caractéristiques du Réseau d'écoulement :**1. Le réseau hydrographique :**

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques importantes du bassin. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est dû à quatre facteurs principaux :

- **La géologie** : nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion.
- **Le climat** : densité du réseau plus ou moins importante.
- **La pente du terrain** : détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- **La présence humaine** : la construction des barrages, la protection des berges, le drainage agricole, et la correction des cours d'eau

Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, le plus utilisée est celle de SCHUMM, dont le principe est résumé à la manière suivante :

- ✓ Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1.
- ✓ Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n+1$.
- ✓ Un cours d'eau recevant un effluent d'ordre inférieur garde son ordre.

Tableau III-11 : Classification, nombre de cours d'eau et leur longueur.

Ordre	Cour d'eau BV_ouedfodda :		Cour d'eau S_BV_barrage :		Cour d'eau S_BV_barrage_B :	
	Nombre N _i :	Longueur ∑L _i (km) :	Nombre N _i :	Longueur ∑L _i (km) :	Nombre N _i :	Longueur ∑L _i (km) :
1	1555	632625,892	1121	424363,283	572	227,285
2	634	315205,895	500	222629,549	282	129,812
3	351	163059,887	244	113313,151	135	62,074
4	190	87150,609	144	64070,714	131	53,021
5	194	70559,835	115	45731,414	38	10,774
Totale :	2924	1268602,12	2124	870108,111	1158	482,966

Remarque

Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

2. Densité de drainage « D_d »

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III, 8})$$

Avec :

D_d : densité de drainage exprimé en [km/km²]

∑ L_i : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i en (km).

S : surface du bassin versant en (Km²).

3. La densité hydrographique « F » :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III, 9})$$

Avec :

F : densité hydrographique [km⁻²].

N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i.

S : superficie du bassin en [km²].

4. La fréquence des cours d'eau :

Elle représente le rapport du nombre du cours d'eau d'ordre 1 à la surface du bassin versant d'étude.

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{III, 10})$$

Avec :

N₁ : nombre de cours d'eau d'ordre 1.

S : superficie du bassin en [km²].

5. Le coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité est étroitement lié à la densité de drainage. C'est le rapport entre la fréquence des cours d'eau d'ordre 1 avec la densité de drainage. Il donne une idée sur le comportement du réseau de drainage c'est-à-dire comment l'eau provenant des cours d'eau d'ordre inférieur arrive à la rivière principale.

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (\text{III, 11})$$

Avec :

D_d : densité de drainage.

F_1 : La fréquence des cours d'eau.

Application numérique :

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-12 : Les caractéristiques du Réseau d'écoulement.

Bassin versant	Surface (km ²) :	$\sum L_i$ (km) :	$\sum N_i$	N_1	D_d (km/km ²)	F (cour d'eau/km ²) :	Fréquence des cours d'eau :	C_t :
BV_ouedfodda :	1124,578	1268,602	2924	1555	1,128	2,6	1,383	1,56
S_BV_barrage_A :	788,159	870,108	2124	1121	1,104	2,69	1,422	1,57
S_BV_barrage_B :	428,561	482,966	1158	572	1.127	2.702	1.335	1.505

6. Le cours d'eau principal :

La longueur du cours d'eau principal est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont du même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface.

A). Profil en long de la course d'eau principale :

Ce profil est tracé à partir de courbe topographique en tenant en compte d'altitude et de la longueur de cours d'eau. Sur ce profil, peut figurer les infrastructures importants (ex : Route, Barrage...).

B). La pente moyenne du cours d'eau principale I_{CP} :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin. Elle a une influence sur le temps de concentration par suite sur le débit maximal. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$I_{CP} = \frac{\Delta H}{L_{CP}} \quad (\text{III, 12})$$

Avec :

H : dénivellation maximale de la rivière (km).

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km).

Application numérique :

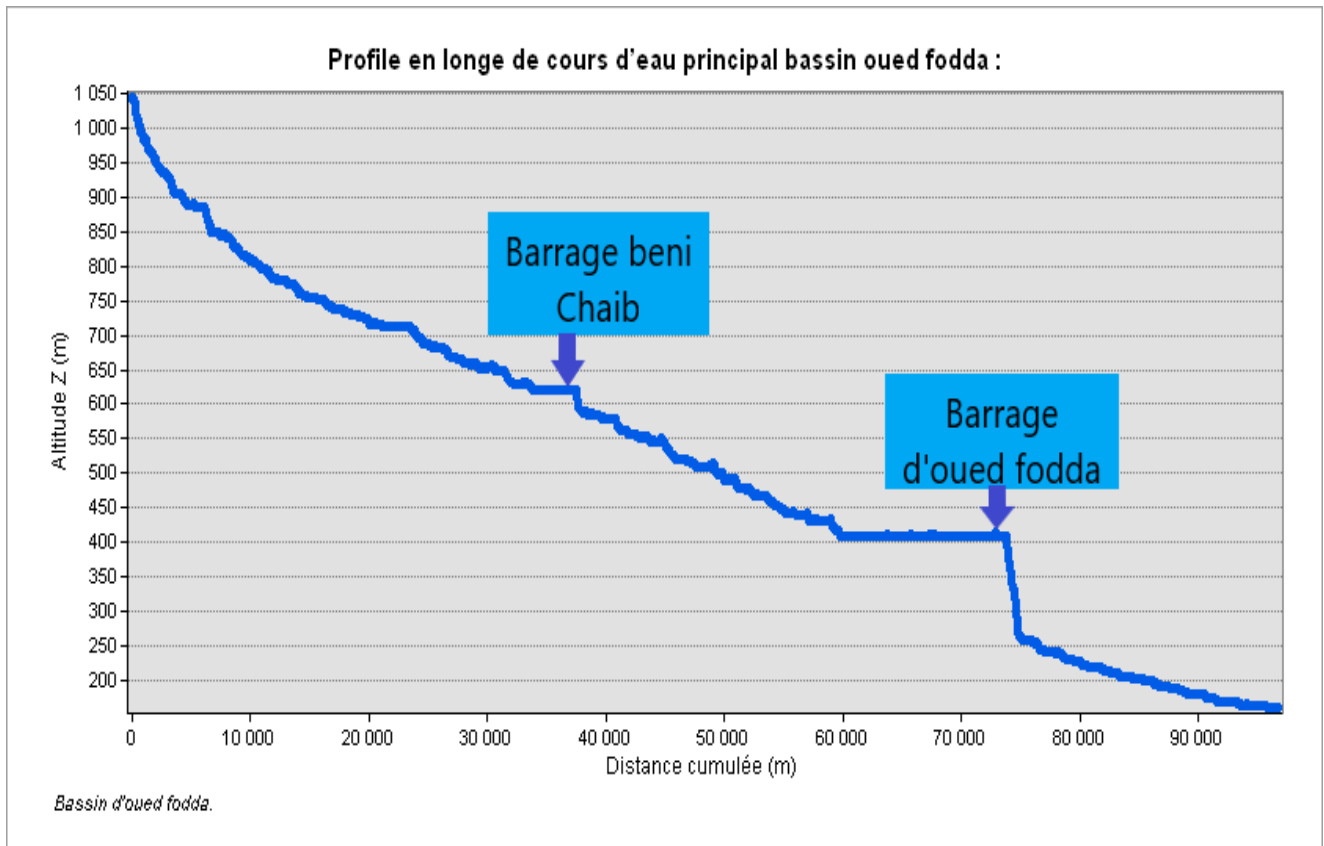


Figure III-9 : Profile en long de cours d'eau principal bassin versant d'oued fodda.

Tableau III-13 : Pente moyenne du cours d'eau principale I_{CP} .

Bassin versant :	BV_ouedfodda	S_BV_barrage_A	S_BV_barrage_B
Longueur du thalweg principal (km) :	96,514	72.15	36.809
Pente du thalweg principal (%) :	0.9218%	0.98%	1.16%

III.1.E. Tempe de concentration du bassin versant « T_C » :

C'est la tempe que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à exutoire. il existe plusieurs formules :

1. Giandotti (1937) :

Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et parait fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les grands et moyens bassins.

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{CP}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III, 13)$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²].

L_{CP} : longueur du talweg principale en [Km].

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

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

2. La formule de Kiprich :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_C = 0,19395 \left[\frac{L_{CP}}{(I_{CP})^{0,5}} \right]^{0,77} \quad (III, 14)$$

Où :

L_{CP} : longueur du talweg principale en [Km].

I_{CP} : la pente moyenne du cours d'eau %.

3. Formule de SOGREAH – ANRH :

Formule établie dans le cadre d'établissement des études méthodologiques sur l'hydrologie des retenues collinaires en Algérie. Elle prend en considération la superficie du bassin versant ainsi que la longueur et la pente du cours d'eau :

$$T_C = 3 \left[\frac{(S * L_{CP})}{(10 * I_{CP})^{1,5}} \right]^{0,25} \quad (III, 15)$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [km²]

L_{CP} : longueur du cours d'eau en [km].

I_{CP} : Pente du cours d'eau principal en %.

4. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service) :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \left[\frac{0,87(L_{CP})^3}{H} \right]^{0,385} \quad (III, 16)$$

Où :

L_{CP} : Longueur du talweg principal (Km).

H : Différence entre les points extrêmes du talweg

Application numérique :

Tableau III-14 : Le temps de concentration pour chaque méthode.

Bassin versant	Giandotti :	La formule de Kiprich :	Formule de SOGREAH - ANRH :	Formule de S.C.S :	Moyenne :
BV_ouedfodda :	14.8	6.757	23.69	13.607	14.714
S_BV_barrage_A	13.15	5.27	19.68	10.615	12.179
S_BV_barrage_B :	10.086	2.94	13.41	5.916	8.088

Pour chaque bassin versant on a choisi la méthode qui donne la valeur plus proche a moyenne, même que la formule de Giandotti elle est le plus utilisée dans nord Algeria.

Le tableau suivant résume les résultats choisis :

Tableau III-15 : Le temps de concentration pour chaque bassin versant.

Bassin versant	Tempe de concentration (h) :
BV_ouedfodda :	14.8
S_BV_barrage_A :	13.15
S_BV_barrage_B :	10.086

III.1.F. Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_C} \quad (\text{III, 17})$$

Où :

L : Longueur de talweg principal en [m].

Tc : temps de concentration en [s].

Tableau III-16 : Vitesse de ruissellement pour chaque bassin versant.

Bassin versant	Vitesse de ruissèlement (m/s) :
BV_ouedfodda :	1.811
S_BV_barrage_A :	1.524
S_BV_barrage_B :	1.0136

Conclusion partielle :

Les caractéristiques des bassins versent résumé dans tableau suivant :

Tableau III-17 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.

Désignation	Symbole	Unités	BV_ouedfodda	S_BV_barrage_A	S_BV_barrage_B
Superficie :	S	Km ²	1124,578	788,159	428.561
Périmètre :	P	Km	211,582	174,099	106.005
Longueur du thalweg principal :	L	Km	96,514	72.15	36.809
Indice de compacité :	K_G	Km/km	1.78	1.75	1.44
Rectangle équivalent :	Longueur :	L	93.854	76.854	43.07
	Largeur :	l	11.982	10.255	9.95
Altitude :	Maximal	H_{max}	1950.99	1950.99	1772.97
	Moyenne	H_{moy}	715.264	847.145	913.97
	Médiane	$H_{50\%}$	1100	1170	1220
	Minimale	H_{min}	160.321	407.711	621.387
Indice de pente globale :	I_g	m /km	9.376	8.848	11.95
Dénivelée spécifique :	D_S	m	314.431	248.399	2.47.536
Indice de pont de Roche :	I_p	%	11.40%	11.16%	13.08%
Pente moyenne de BV :	I_m	%	20.14%	23.15%	16.84%
Densité de drainage :	D_d	m /km ²	1.128	1.104	1.127
La densité hydrographique :	F	Cour d'eau/km ²	2.6	2.69	2.702
Coefficient de torrentialité :	C_t	-	1.56	1.57	1.505
Pente du thalweg principal :	I_{CP}	%	0.9218%	0.98%	1.16%
Temps de concentration :	T_C	Heure	14.8	13.15	10.086
Vitesse de ruissellement :	V	m /s	1.811	1.524	1.0136

III.2. Les précipitations.

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée. Elles peuvent se présenter sous forme liquide (pluie, brouillard, rosée ...) ou sous forme solide (neige, grêle, givre...).

La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumule sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient immobilisées sous forme liquide, son unité de mesure est le mm, sur une surface de 1ha, 1mm de pluie représente 10m³.

III.2.A. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations revêt une importance capitale en hydrologie, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

1. Stations pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée.

Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle la zone d'influence du pluviométrique.

Tableau III-18 : Les Coordonnées des stations pluviométriques autour bassin versant d'oued fodda.

Nom de station :	Code	Coordonnées			Années	Source
		X (Km E)	Y (Km N)	Z(m)		
Fodda barrage :	012108	374.842	3989.874	379	34	ANRH
Station A	/	403,116	3951,282	1015	52	climate.northwestknowledge.net
Station B	/	385,312	3973,137	885	52	climate.northwestknowledge.net
Station C	/	392,718	3963,803	656	52	climate.northwestknowledge.net

2. Détection des erreurs et correction des données :

Tout étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, l'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance, on ne peut pas espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes de la plupart du temps à des erreurs qu'on appelle erreurs systématiques, qu'il convient de détecter et de corriger.

Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques. Pour notre cas, j'ai utilisé la méthode graphique ou la méthode des doubles masses.

3. Méthode graphique ou Méthode des doubles masses :

Cette méthode permet de déceler graphiquement l'hétérogénéité de la série à étudier. Elle consiste à :

- ✓ Sélectionner comme station de base une ou plusieurs stations de dont les observations sont fiables.
- ✓ Faire les cumuls des données pluviométriques, dans le cas où l'on travaillerait avec plusieurs stations de référence, on crée une station virtuelle formée par la moyenne arithmétique des totaux individuels des autres stations à contrôler supposées homogènes (Télécharger depuis le même site et j'ai vérifié, elles sont complètement homogènes). On procède ou même cumul pour la station à contrôler par rapport aux stations de base.

Ainsi une série des données est formée constituée par la moyenne arithmétique des totaux individuels et qui va être considérée comme étant la station de base ou de référence.

Tableau III-19 : Calcul de station fictive en (mm).

Année :	Les stations de base			Station fictive F :	Année :	Les stations de base			Station fictive F :
	STATION A	STATION B	STATION C			STATION A	STATION B	STATION C	
1968	133	135	129	132,333	1994	58	62	60	60
1969	147	138	127	137,333	1995	80	87	84	83,667
1970	93	96	91	93,333	1996	126	129	127	127,333
1971	127	131	125	127,667	1997	129	134	125	129,333
1972	119	127	124	123,333	1998	94	103	102	99,667
1973	149	160	157	155,333	1999	131	136	131	132,667
1974	105	110	106	107	2000	104	105	97	102
1975	120	125	117	120,667	2001	110	107	104	107
1976	142	147	142	143,667	2002	85	86	80	83,667
1977	78	82	78	79,333	2003	117	126	123	122
1978	93	92	83	89,333	2004	123	125	119	122,333
1979	111	111	107	109,667	2005	103	104	95	100,667
1980	157	161	154	157,333	2006	156	154	146	152
1981	65	65	63	64,333	2007	126	123	110	119,667
1982	145	148	136	143	2008	124	123	116	121
1983	65	65	62	64	2009	110	122	119	117
1984	104	112	111	109	2010	107	108	104	106,333
1985	100	109	106	105	2011	129	129	118	125,333
1986	105	110	106	107	2012	136	142	137	138,333
1987	100	105	102	102,333	2013	102	107	104	104,333
1988	90	97	95	94	2014	111	113	107	110,333
1989	63	62	56	60,333	2015	109	110	106	108,333
1990	86	86	84	85,333	2016	85	86	82	84,333
1991	101	100	94	98,333	2017	194	205	196	198,333
1992	100	111	108	106,333	2018	121	126	118	121,667
1993	71	71	68	70	2019	94	95	83	90,667

Tableau III-20 : Calcule-les cumul des séries pluviométriques.

Année	Station fictive F	Barrage fodda	Cumul :		Année	Station fictive F	Barrage fodda	Cumul :	
			Station fictive	Fodda barrage				Station fictive	Fodda barrage
1968	132,33	131,5	132,33	131,5	1985	105	117,9	2169	2137,6
1969	198,33	206,4	330,67	337,9	1986	107	131,6	2276	2269,2
1970	93,33	80,3	424	418,2	1987	102,33	105,8	2378,33	2375
1971	174	172,8	598	591	1988	94	81,1	2472,33	2456,1
1972	123,33	81,1	721,33	672,1	1989	60,33	48,2	2532,67	2504,3
1973	155,33	156	876,67	828,1	1990	85,33	89,2	2618	2593,5
1974	107	108,8	983,67	936,9	1991	98,33	84,3	2716,33	2677,8
1975	120,67	137,4	1104,33	1074,3	1992	106,33	67	2822,67	2744,8
1976	143,67	137,1	1248	1211,4	1993	70	63,2	2892,67	2808
1977	79,33	99,5	1327,33	1310,9	1994	60	87,1	2952,67	2895,1
1978	89,33	108,9	1416,67	1419,8	1995	83,67	89,7	3036,33	2984,8
1979	109,67	75,8	1526,33	1495,6	1996	127,33	123,8	3163,67	3108,6
1980	157,33	164,5	1683,67	1660,1	1997	129,33	114,7	3293	3223,3
1981	64,33	62,8	1748	1722,9	1998	99,67	90	3392,67	3313,3
1982	143	136,8	1891	1859,7	1999	132,67	112	3525,33	3425,3
1983	64	68,9	1955	1928,6	2000	102	97,5	3627,33	3522,8
1984	109	91,1	2064	2019,7	2001	107	48,8	3734,33	3571,6

Les valeurs correspondant aux mêmes périodes sont portées en coordonnées rectangulaire. On obtient une courbe double cumul :

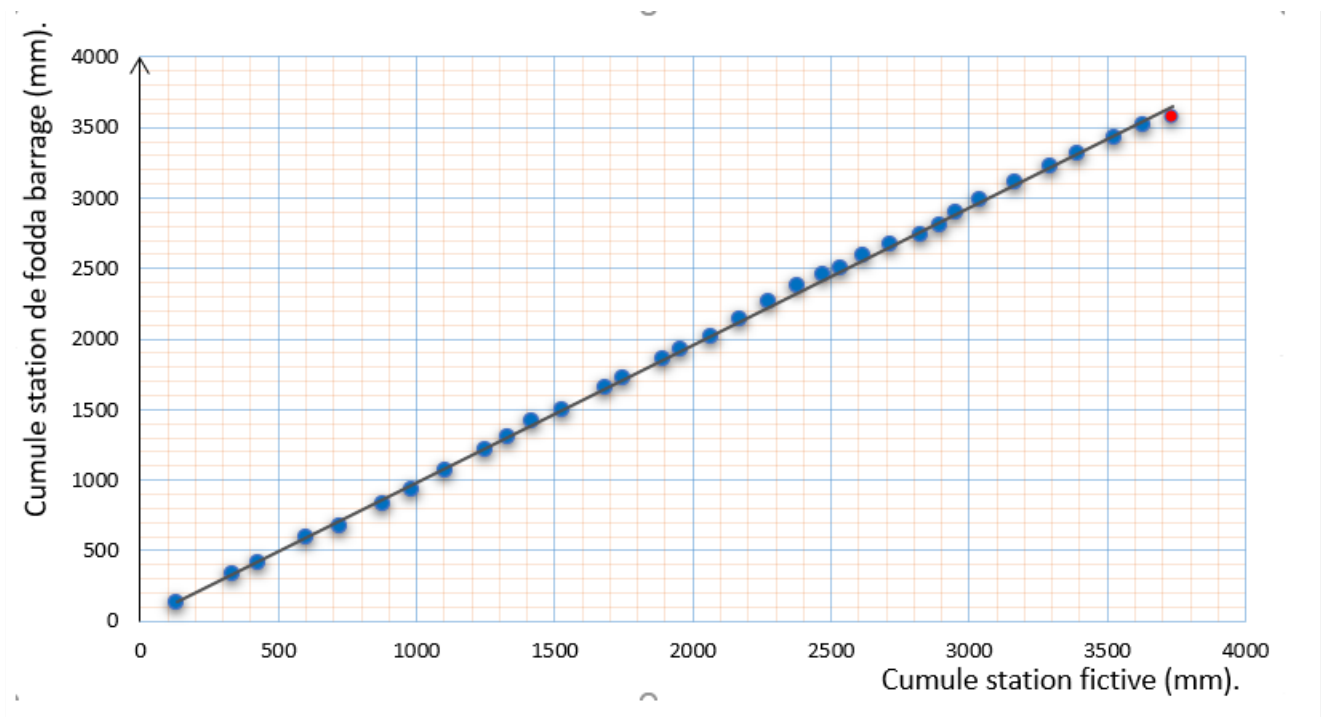


Figure III-10 : Courbe double cumul de la pluviométrie.

Si les données de la station contrôle sont homogènes par rapport à celles de la ou des stations de base, la courbe des doubles cumuls avoisine une droite, si elle possède une cassure à partir d'un point m les observations à partir de ce point sont soit fausses soit hétérogènes.

Dans le cas où l'hétérogénéité serait détectée, la correction s'effectue par modification de la pente de la droite de double cumul des données antérieures ou postérieures à la date de la cassure.

On corrige les données observées en multipliant les valeurs de station fictive par la pente de la ligne de corrélation. Aussi, Nous pouvons compléter la série de pluviométrie de la station fouda barrage par la même méthode :

Tableau III-21 : Série des précipitations maximales annuelles de chaque station (mm).

Année	Barrage fouda	Les stations de base			Année	Barrage fouda	Les stations de base		
		STATION A	STATION B	STATION C			STATION A	STATION B	STATION C
1968	131,5	133	135	129	1994	87,1	58	62	60
1969	206,4	193	198	204	1995	89,7	80	87	84
1970	80,3	93	96	91	1996	123,8	126	129	127
1971	172,8	173	181	168	1997	114,7	129	134	125
1972	81,1	119	127	124	1998	90	94	103	102
1973	156	149	160	157	1999	112	131	136	131
1974	108,8	105	110	106	2000	97,5	104	105	97
1975	137,4	120	125	117	2001	104,75	110	107	104
1976	137,1	142	147	142	2002	81,91	85	86	80
1977	99,5	78	82	78	2003	119,44	117	126	123
1978	108,9	93	92	83	2004	119,76	123	125	119
1979	75,8	111	111	107	2005	98,55	103	104	95
1980	164,5	157	161	154	2006	148,81	156	154	146
1981	62,8	65	65	63	2007	117,15	126	123	110
1982	136,8	145	148	136	2008	118,46	124	123	116
1983	68,9	65	65	62	2009	114,54	110	122	119
1984	91,1	104	112	111	2010	104,10	107	108	104
1985	117,9	100	109	106	2011	122,70	129	129	118
1986	131,6	105	110	106	2012	135,43	136	142	137
1987	105,8	100	105	102	2013	102,14	102	107	104
1988	81,1	90	97	95	2014	108,02	111	113	107
1989	48,2	63	62	56	2015	106,06	109	110	106
1990	89,2	86	86	84	2016	82,56	85	86	82
1991	84,3	101	100	94	2017	194,17	194	205	196
1992	67	100	111	108	2018	119,11	121	126	118
1993	63,2	71	71	68	2019	88,76	94	95	83

4. Analyse des précipitations sur l'ensemble de bassin versant :

L'analyse des pluies est basée sur les relevées pluviométriques effectués dans un certain nombre de station sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

La détermination de la précipitation moyenne représentative de l'ensemble du bassin versant peut-être calculée par diverses méthodes, le plus utiliser est celle de **Thiessen**.

A). Méthode de Thiessen :

C'est une méthode purement géométrique et très utilise, elle permet d'identifier à partir de la densité du réseau pluviométrique, les zone d'influence et précipitation moyenne :

$$P_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i P_i}{S} \quad (\text{III, 18})$$

Avec :

S_i : Surface d'influence du pluviomètre i .

P_i : Précipitation au poste i .

S : Surface du bassin versant.

Principe de la méthode :

- ✓ Les stations pluviométriques sont reportées sur bassin versant selon coordonné Lambert.
- ✓ Des séries de droites sont tracées reliant les postes pluviométrique 2 à 2 sans s'entrecouper, formants ainsi des triangles.
- ✓ Au milieu de chaque côté du triangle, médiatrice est tracée.
- ✓ L'intersection des médiatrices du triangle délimite la zone d'influence de chaque poste pluviométrique.

Tableau III-22 : La précipitation maximale journalière moyenne (mm) dans ensemble de bassin versant.

Année	La précipitation moyenne	Année	La précipitation moyenne	Année	La précipitation moyenne	Année	La précipitation moyenne
1968	131,68	1981	63,53	1994	71,36	2007	117,19
1969	202,70	1982	139,73	1995	86,63	2008	119,24
1970	87,87	1983	65,75	1996	126,03	2009	117,01
1971	173,23	1984	102,43	1997	123,08	2010	105,18
1972	106,61	1985	110,99	1998	96,58	2011	123,30
1973	156,52	1986	117,27	1999	124,29	2012	137,35
1974	107,92	1987	104,03	2000	99,57	2013	103,71
1975	127,37	1988	89,28	2001	105,50	2014	109,08
1976	141,07	1989	54,73	2002	82,53	2015	107,16
1977	87,68	1990	86,74	2003	121,65	2016	83,37
1978	96,47	1991	91,95	2004	120,97	2017	197,02
1979	95,43	1992	91,12	2005	99,12	2018	120,46
1980	160,09	1993	66,95	2006	149,78	2019	88,95

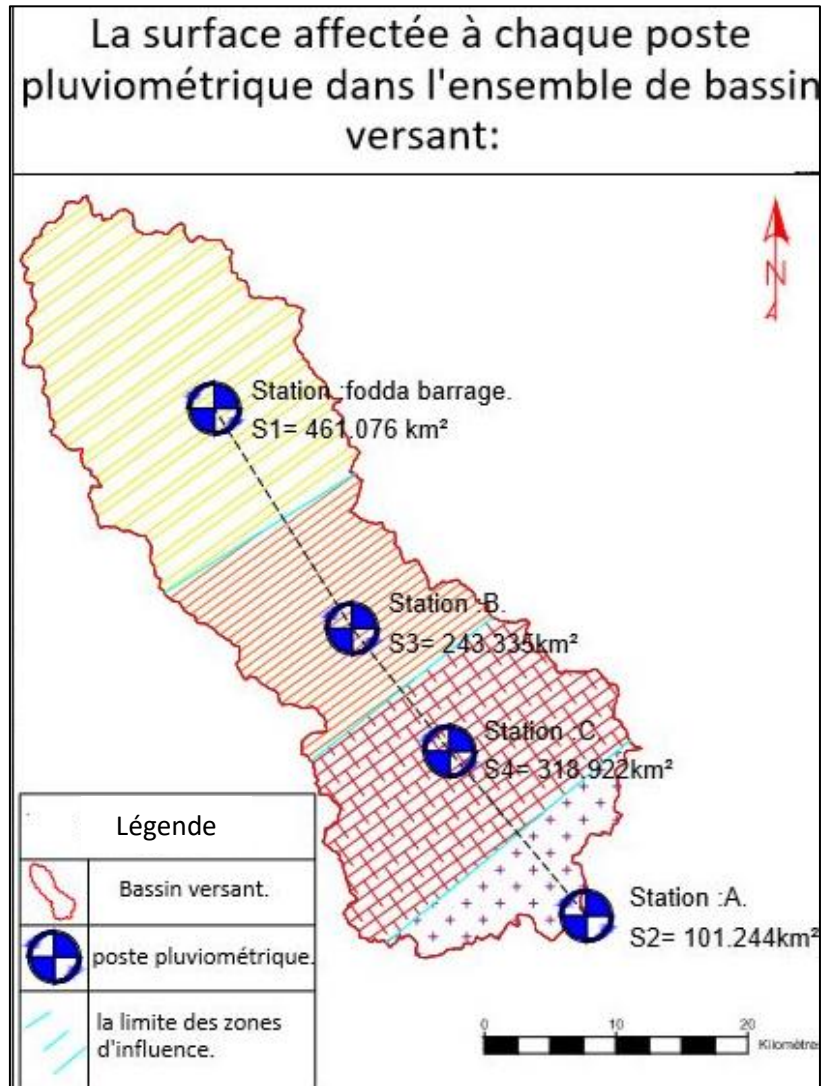


Figure III-11 : La surface affectée à chaque poste pluviométrique dans l'ensemble de bassin versant.

Tableau III-23 : Calcul des paramètres statistiques de la série.

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des $P_{(max,j)}$ (mm).	$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^r x_i$	111.447
Ecart type « σ_x » En (mm). ; Pour n > 30 ans.	$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{l=1}^n (x_l - \bar{x})^2}$	30.5853
Coefficient de variation « Cv ».	$Cv = \frac{\sigma_x}{\bar{x}}$	0.274

Remarque :

Nous supposons que la précipitation maximale journalière moyen est la même dans les trois bassins versant.

III.2.B. Estimation de la pluie max journalière :

1. Valeurs extrême et lois de probabilités :

Le calcul des valeur extrême ou quantile nécessite un ajustement à un lois de probabilité, après avoir calculé non seulement la fréquence expérimentale mais aussi les caractéristiques empiriques les plus important (moyenne arithmétique, écart type, coefficient de variation et coefficient d'asymétrie). Il fait choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série hydrologique. Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à l'échantillon.

La probabilité d'apparition P de l'événement est **liée** à période de retour T .

2. Application de quelques lois statistiques aux séries hydrologiques

La probabilité est une application de l'espace des épreuves. Le travail de l'hydrologue consiste à faire coïncider cette application avec le risque d'occurrence d'un évènement bien défini les méthodes statistique ou à échantillonnage n'étudient qu'une grandeur d'un processus (ex : pluie annuelle, le débit maximum) en excluant la notion de temps.

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité – stationnarité sont réunies parmi lesquelles :

- ❖ Loi de Laplace-Gauss ou loi normale et loi de Galton ou loi log-normale.
- ❖ Loi de Fuller ou loi exponentiel.
- ❖ Loi gamma, lois de Pearson.
- ❖ Loi de Gumbel ou loi doublement exponentiel.
- ❖ Loi de Goodrich.
- ❖ Loi de Fréchet.
- ❖ Loi de Weibull.

Ces lois comportent 2 ou 3 paramètres estimés par différentes méthodes, la méthode le plus utiliser c'est la méthode des moments.

3. Critères de choix d'une loi :

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime d'abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Le test de dispersion permet d'accepter ou de rejeter l'appartenance d'une population de débits à une loi donnée en fonction d'un seuil de tolérance fixé à priori (en général 5).

Un des tests les plus utilisé est le test du (khi 2) ou test du Pizzeti – Pearson. Cependant question délicate se pose : Quelle loi choisir lorsque plusieurs d'entre elles sont adéquates ? Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- ✓ A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- ✓ A qualité égale et le nombre de paramètres égale, il faut comparer les estimations des 2 lois. Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

4. Intervalle de confiance :

Après avoir choisi la loi adéquate à échantillon, il est facile de constater que l'estimation des paramètres de la loi dépend de la taille l'échantillon analysé. Pour cela, il suffit de sélectionner quelques sous échantillon de la période d'observation des débits pour constater que l'estimation des paramètres peut-être sensiblement différent. Les erreurs observées résultent des incertitude ou erreurs d'échantillonnage. La fiabilité des estimations exprimée par l'intervalle de confiance sera donc fonction de la taille d'échantillon. L'intervalle de confiance est calculé aussi bien pour les caractéristiques d'échantillon que sur les quantiles.

III.2.C. Ajustement des séries pluviométrique :

Quel que soit loi théorique d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même, il consiste à :

- ✓ Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- ✓ Calcule les fréquences expérimentales par formule empiriques.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne écart type ou coefficient d'asymétrie s'il existe....
- ✓ Rapporter les pointes sur papier à probabilité à chaque loi.
- ✓ Tracer le droite ou la courbe théorique appropriée.
- ✓ Lire ou calculer la valeur extrême(quantile), c'est-à-dire la valeur correspondant à une probabilité donnée.
- ✓ Tester l'adéquation de la loi d'ajustement.
- ✓ Calculer l'intervalle de confiance en générale 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes.

Pour ajuster la série des pluies maximale journalier on choisir les deux lois suivent :

- Loi de **GUMBEL** (droite de HENRY).
- Loi de **log-normale** (droite de GALTON).

1. Loi doublement exponentiel ou loi de Gumbel :

A). Généralisation :

Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel). La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \quad (\text{III, 19})$$

Avec :

$F(x)$: fréquence ou dépassement de valeur de x .

α, X_0 : coefficients d'ajustement :

X_0 : est le paramètre de position (mode).

α : est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « Gradax ».

Posons la variable réduite suivante :

$$y = \frac{X - X_0}{\alpha} \quad (\text{III, 18})$$

La distribution s'écrit alors comme suit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{et} : \quad X = \alpha y + x_0.$$

B). Technique d'ajustement :

1). La méthode des moments :

La méthode des moments conduit à des estimations de calcul particulièrement simple et d'emploi très fréquent avec :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x \\ X_0 = \bar{x} - 0,5772\alpha \end{cases} \quad (\text{III, 19})$$

Application numérique :

$$\begin{cases} \alpha = 23.847 \text{ mm} \\ \text{Et} \\ x_0 = 97.6825 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Alors : équation de droite : } P_{max,j} = 23.847y + 97.6825$$

2). La méthode graphique :

Dans le cas d'un ajustement selon la loi de Gumbel, la méthode graphique repose sur le fait que l'expression d'un quantile correspond à l'équation d'une droite. En conséquence, les points de la série à ajuster peuvent être reportés dans un système d'axes ($O ; y ; x$) ; il est alors possible de tracer la droite qui passe le mieux par ces points et d'en déduire les deux paramètres α et X_0 définissant la loi.

Il suffit donc définir les coordonnées correspondant à chaque point pour pouvoir le positionner dans le graphique. Ces coordonnées se déterminent à partir de la relation inverse de la fonction de répartition qui donne y en fonction de la distribution $F(x)$. Il s'agit donc essentiellement d'estimer la probabilité de non-dépassement qu'il convient d'attribuer à chaque valeur x .

Il existe de nombreuses formules d'estimation de la fonction de répartition $F(x)$ à l'aide de la distribution empirique. Elles reposent toutes sur un tri de la série par valeurs croissantes permettant d'associer à chaque valeur son rang m . Ces formules peuvent être résumées par une relation générale qui garantit la symétrie autour de la médiane :

$$F(x) = \frac{m - a}{N + 1 - 2a} \quad \text{(III, 20)}$$

Pour notre cas, Des simulations ont montré que pour la loi de Gumbel et les lois normales, il est judicieux utiliser la distribution empirique de **Hazen (a=0.5)**.

$$F(Xi) = \frac{m - 0.5}{N}$$

Où :

N : est la taille de l'échantillon.

Xi : la valeur de rang m.

L'ajustement graphique, bien qu'étant une méthode approximative, a le très grand avantage de fournir une représentation visuelle des données et de l'ajustement. Celle-ci constitue un aspect essentiel du jugement porté sur l'adéquation entre la loi choisie et les données traitées, quelle que soit la méthode d'ajustement utilisée.

Remarque :

Les valeurs d'intervalle de confiance peuvent être déterminée graphiquement en utilisant les abaques de Bernier :

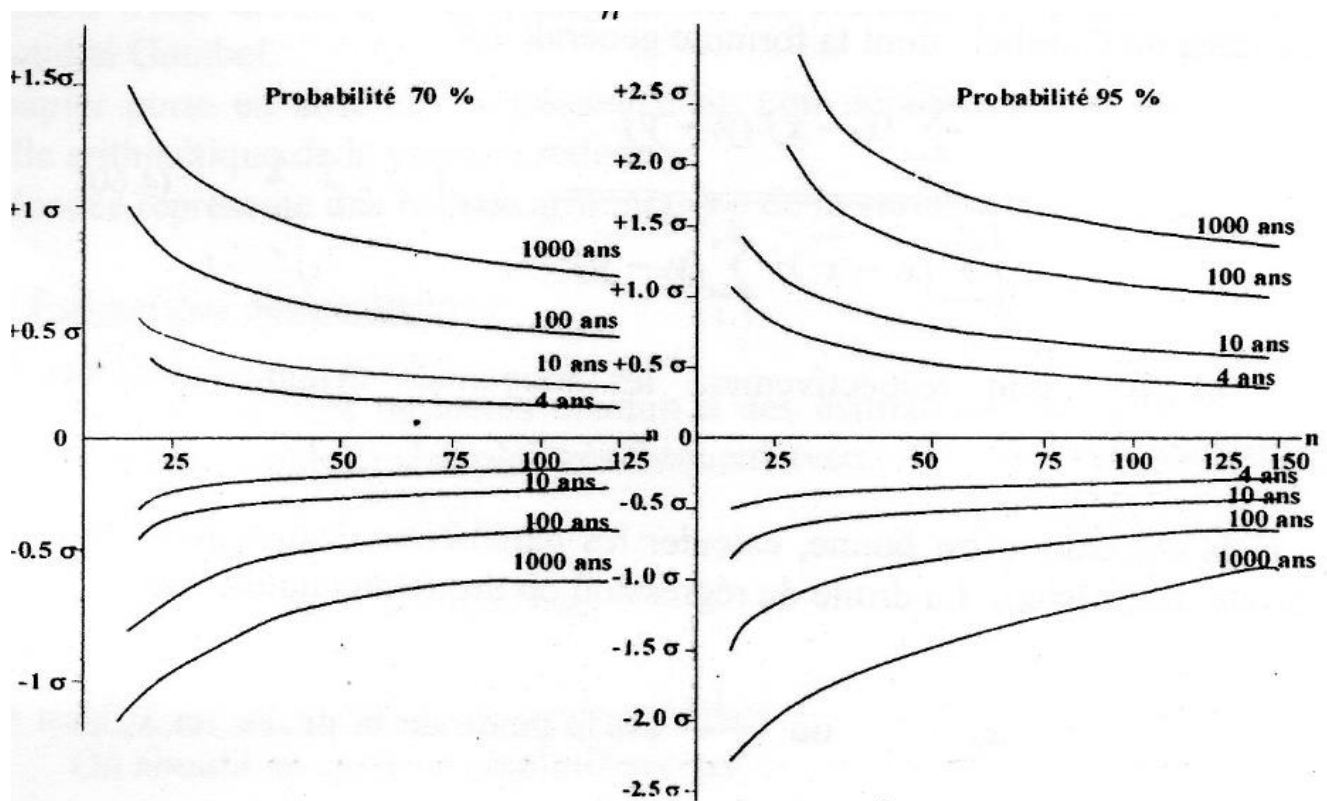


Figure III-12 : Abaques de Bernier et Véron (1964).

Application numérique :

L'ajustement de la série à la loi de Gumbel a été établi manuellement en utilisant logiciel Excel :

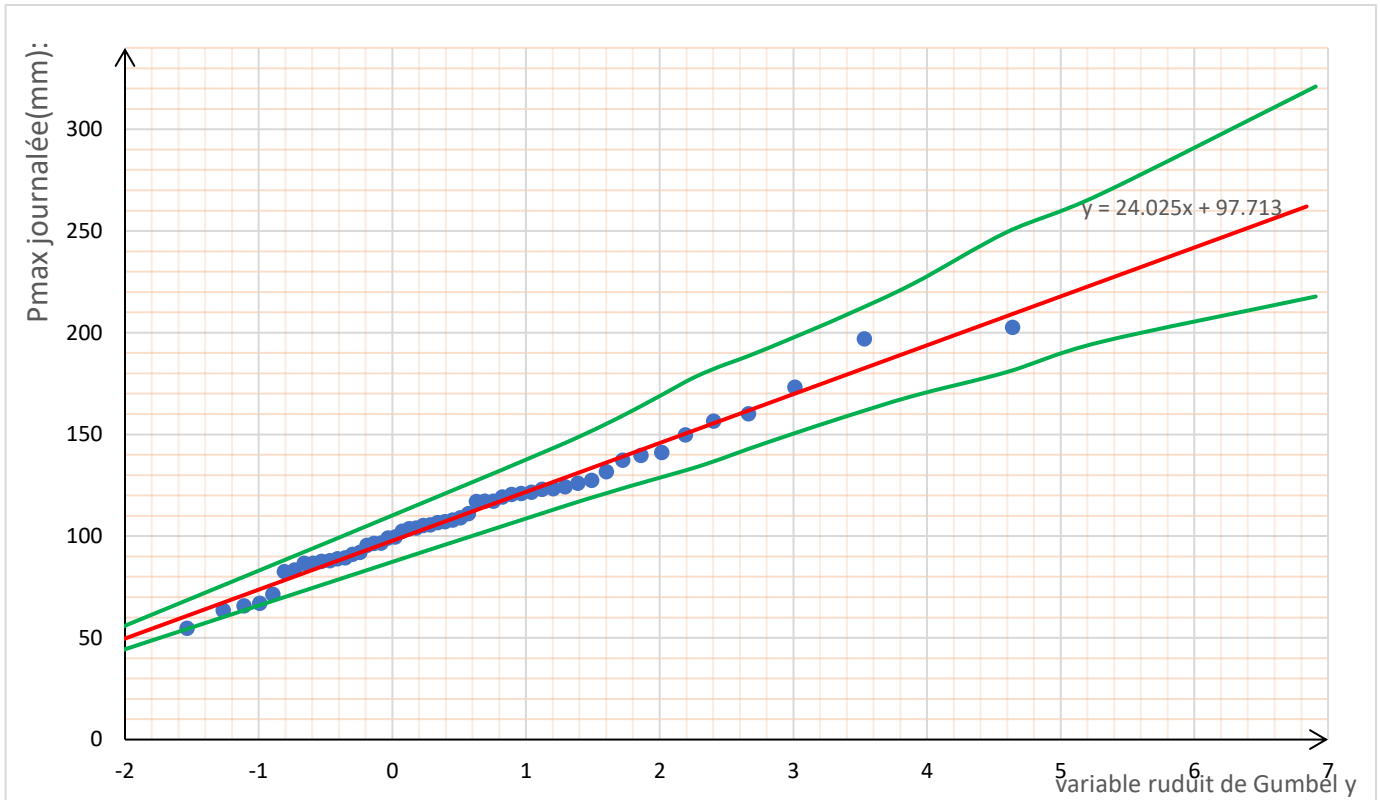


Figure III-13 : L'ajustement graphique par loi de GUMBEL.

Tableau III-24 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour :	FND :	Variable réduite de Gumbel :	P _{max,j} (mm) :	Intervalle de confiance	
				Min :	Max :
1000	0.999	6.907	263.660	217.781896	321.007187
200	0.995	5.296	224.945	195.379124	268.019144
100	0.990	4.600	208.232	180.704841	249.521702
50	0.98	3.902	191.457	169.027877	224.251284
30	0.967	3.384	179.021	158.630494	208.416519
20	0.95	2.970	169.072	149.701269	196.768603
15	0.933	2.674	161.950	143.088977	188.796966
10	0.9	2.250	151.778	133.426912	177.775556
5	0.8	1.500	133.749	113.882359	144.467631

Telle que :

$$FND = 1 - \frac{1}{T} \tag{III, 21}$$

Où :

FND : la fréquence ou non dépassement.

T : période de retour.

Conclusion partielle :

Equation de la droite de henry est : $P_{max,P\%,j} = 24.025 U_{P\%} + 97.713 \tag{III, 22}$

2. Loi log normale ou loi de Galton :

A). Généralisation :

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsque $Y = \ln X$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}). \quad (\text{III, 23})$$

La variable réduite u est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III, 24})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\ln x = \overline{\ln x} - u \cdot \sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier Gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et ordonnée l'échelle logarithmique.

Remarque :

Chaque estimation d'un quantile nécessite la connaissance de son intervalle de confiance pour une erreur a . Les intervalles de confiance sont calculés de la même manière que pour loi normale, en travaillant sur logarithmes :

$$x_{p\%} \pm u_{1-\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{2n}} \sqrt{u_{p\%}^2 + 2} \quad (\text{III, 25})$$

Où :

n : est la taille de l'échantillon.

$x_{p\%}$: Variable aléatoire de Galton ($\ln x$) pour une fréquence de $P\%$.

$u_{p\%}$: variable réduite de Galton pour une fréquence de $P\%$.

B). Ajustement par la méthode de moment :

Pour la régression linéaire, la droite de régression de $\ln X$ en u est généralement déterminé par la méthode de moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\ln(P_{\max,j})} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \ln(P_{\max,j}) \\ \sigma_{\ln(P_{\max,j})} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{l=1}^n (\ln(P_{\max,j}) - \overline{\ln(P_{\max,j})})^2} \end{array} \right. \quad (\text{III, 26})$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\ln(P_{\max,j})} = 4.6781 \text{ mm.} \\ \text{Et :} \quad \text{Alors : équation de droite : } \ln(P_{\max,j}) = 0.2691 U + 4.6781 \\ \sigma_{\ln(P_{\max,j})} = 0.2691 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

C). Ajustement graphique :

L'ajustement de la série à la loi de Galton a été établi manuellement en utilisant le logiciel Excel :

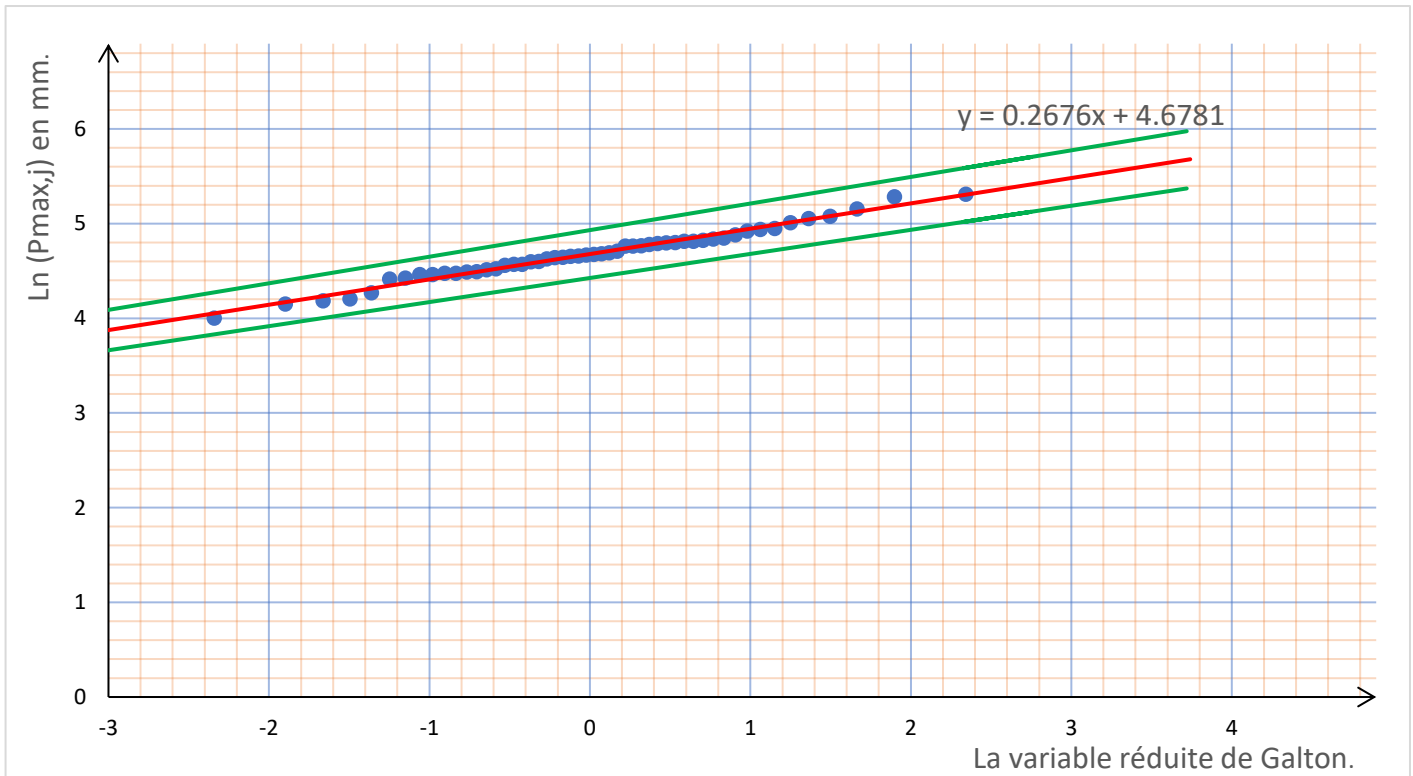


Figure III-14 : L'ajustement graphique par loi de Galton.

Tableau III-25 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour :	FND :	Variable réduite de Galton :	Ln (P _{max,j})	P _{max,j} en(mm)	Intervalle de confiance	
					Min	Max
1000	0.999	3.090	5.505	245.930	183.300	329.958
200	0.995	2.576	5.367	214.303	160.832	285.552
100	0.990	2.326	5.301	200.463	150.948	266.220
50	0.98	2.054	5.228	186.361	140.841	246.592
30	0.967	1.834	5.169	175.714	133.185	231.822
20	0.95	1.645	5.118	167.045	126.934	219.830
15	0.933	1.501	5.080	160.740	122.378	211.128
10	0.9	1.282	5.021	151.569	115.734	198.501
5	0.8	0.842	4.903	134.736	103.485	175.425
2	0.5	0.000	4.678	107.566	83.544	138.494

Telle que :

$$FND = 1 - \frac{1}{T} \quad (III, 27)$$

FND : la fréquence ou non dépassement, et **T** : période de retour.

Conclusion partielle :

Equation de la droite de Henry est : $\ln(P_{max,P\%,j}) = 0.2676 U_{P\%} + 4.6781.$

3. Choix de la loi d'ajustement :

A). Interprétation graphique :

Après l'analyse des deux graphes résultants des deux lois d'ajustement on remarque que les deux graphes sont presque identiques, donc on ne peut pas faire un choix et pour cela on doit effectuer un test d'adéquation.

B). Test du χ^2 (khi-deux) :

Pour pouvoir faire des prévisions à l'aide d'un échantillon de donnée, on émet l'hypothèse H_0 que cet échantillon appartient à une population dont les caractéristique (moyenne et écart-type) sont égales à celles d'échantillon.

Pour confirmer ou informer cette hypothèse, on utilise le test de Pearson, encore appelé le test du khi-deux (χ^2).il permet de juger de la qualité de l'ajustement d'une distribution théorique à une distribution expérimentale.

La procédure d'utilisation de ce test est la suivent :

- ✓ On divise l'intervalle de variation en k classes de façon que chacune d'elles contient au minimum 5 donnée expérimentale.
- ✓ La classe i est bornée par les valeurs X_{i-1} et X_i choisies arbitrairement.
- ✓ On détermine la fréquence absolue observée ou effectif $f_{o,i}$ (nombre des éléments dans chaque classe $f_{o,i} = n_i$)

Avec : $N = \sum n_i$, N :la taille de l'échantillon.

- ✓ On peut obtenir la fréquence théorique : $f_{t,i} = N * P_i$, ou P_i représente la probabilité que la variable étudié prenne une valeur appartient à la classe i, c'est-à-dire que

$$P_i = \int_{i-1}^i f(x) dx = FND_i - FND_{i-1} \quad (\text{III, 28})$$

Où :

$f(x)$:la fonction de densité de probabilité choisie (Gumbel et Galton).

FND : la fréquence ou non dépassement $FND = \text{prob}(x < X_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x) dx$.

- ✓ Pour évaluer l'ampleur de l'écart entre les fréquences absolues observées $f_{o,i}$ et les fréquence théorique $f_{t,i}$ obtenues à partir de loi théorique que l'on suppose adéquate, on utilise la quantité :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(f_{o,i} - f_{t,i})^2}{f_{t,i}} \quad (\text{III, 29})$$

Pearson a démontré que la distribution de cette quantité est approximativement celle du khi-deux avec V degré de liberté ; avec :

$$V = k - 1 - r$$

Où :

r : nombre de paramètre qui caractérisent complètement la distribution théorique (dans notre cas $r=2$)

k : nombre de classe.

Les conditions d'utilisation du test de χ^2 sont :

- L'échantillon prélevé au hasard à partir de la population.
- La taille de l'échantillon suffisant important.

Une fois le χ^2 relatif à notre échantillon déterminé, on le compare au $\chi_{V,a}^2$ donné par le table annexe pour une degré connu V et pour un risque a.

Tableau III-26 : Calcul khi-deux pour loi de Galton.

Test de khi-deux pour loi de Galton.									
Numéro de classe	Précipitation observée		$f_{o,i}$	Variable réduite		FND _{i-1}	FND _i	$f_{t,i}$	χ_i^2
	Borne inf. x_{i-1}	Borne sup. x_i		Borne inf. x_{i-1}	Borne sup. x_i				
1	0	85	7	$-\infty$	-0.880	0	0.189	9.852	0.826
2	85	90	6	-0.880	-0.666	0.189	0.253	3.284	2.246
3	90	100	7	-0.666	-0.273	0.253	0.393	7.279	0.011
4	100	107	6	-0.273	-0.020	0.393	0.492	5.176	0.131
5	107	118	7	-0.020	0.346	0.492	0.635	7.445	0.027
6	118	124	6	0.346	0.531	0.635	0.702	3.488	1.809
7	124	140	6	0.531	0.985	0.702	0.838	7.033	0.152
8	140	$+\infty$	7	0.985	$+\infty$	0.838	1	8.442	0.246
Total :								χ^2	5.447

Tableau III-27 : Calcul khi-deux pour loi de Gumbel.

Test de khi-deux pour loi de Gumbel.									
Numéro de classe	Précipitation observée :		$f_{o,i}$	Variable réduite :		FND _{i-1}	FND _i	$f_{t,i}$	χ_i^2
	Borne inf. x_{i-1}	Borne sup. x_i		Borne inf. x_{i-1}	Borne sup. x_i				
1	0	85	7	-4.067	-0.529	0.000	0.183	9.523	0.669
2	85	90	6	-0.529	-0.321	0.183	0.252	3.578	1.640
3	90	100	7	-0.321	0.095	0.252	0.403	7.847	0.091
4	100	107	6	0.095	0.387	0.403	0.507	5.412	0.064
5	107	118	7	0.387	0.844	0.507	0.651	7.473	0.030
6	118	124	6	0.844	1.094	0.651	0.715	3.371	2.050
7	124	140	6	1.094	1.760	0.715	0.842	6.578	0.051
8	140	$+\infty$	7	1.760	$+\infty$	0.842	1	8.218	0.181
Total :								χ^2	4.775

Maintenant, l'on calcule sur la table annexe χ^2 le $\chi_{V,a}^2$ théorique où :

V=nombre de degrés de libre= k-1-r.

Telle que :

k=nombre de classe=8.

r= nombre de paramètre qui définissent exactement la loi théorique (loi de Galton et loi de Gumbel) =2.

D'où : $v=8-1-2=5$.

α = seuil de signification ou degré de risque, c'est-à-dire la probabilité que le χ^2 dépasse une valeur donnée = 0.05.

Pour $V=5$, et $\alpha=0.05$. Le table annexe donne $\chi_{5;0.05}^2 = 11.07$.

Interprétation :

Comme le χ^2 calculé est plus petit que celui donné par la table, on conclut que χ^2 est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chances que les deux lois choisies s'ajustent à notre échantillon.

Mais, en remarque que χ^2 calcule pour loi de Gumbel est moins que loi de Galton, donc initialement **loi de Gumbel c'est le modèle qui s'ajusterait le mieux.**

III.2.D. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_{\max,t,T} = P_{\max,T} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{III, 29})$$

Avec :

$P_{\max,t,T}$: Pluie maximale de durée t et de période de retour T en (mm).

$P_{\max,j,T}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée en (mm).

t : Durée de la pluie en (h).

b : E Exposant climatique ($b = 0,30$ selon les études régionales de l'ANRH).

Les intensités maximales $I_{\max,t}$ de durée t (h) calculées par la relation :

$$I_{\max,t,T} = \frac{P_{\max,t,T}}{t} = \frac{\Delta P}{\Delta t} \quad (\text{III, 30})$$

Avec :

$I_{\max,t,T}$: l'intensité maximale de période de retour T et de durée t (h) en (mm/h).

$P_{\max,t,T}$: Pluies de courte durée (mm).

t : durée du pluie (mm/h).

Les pluies et les intensités maximales journalières nous permettent de la mise en œuvre des courbes pluies-durées-fréquences (PDF) et des courbes intensités-durées-fréquences (IDF).

Les précipitations et les intensités d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-28 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période de retour :	15 ans		20 ans		30 ans		50 ans		100 ans		1000 ans	
$P_{j,max}$:	161.95		169.072		179.021		191.457		208.232		263.660	
Temps (h)	$P_{max,t,T}$ (mm) :	$I_{max,t,T}$ (m/h) :	$P_{max,t,T}$ (mm) :	$I_{max,t,T}$ (m/h) :	$P_{max,t,T}$ (mm) :	$I_{max,t,T}$ (m/h) :	$P_{max,t,T}$ (mm) :	$I_{max,t,T}$ (m/h) :	$P_{max,t,T}$ (mm) :	$I_{max,t,T}$ (m/h) :	$P_{max,t,T}$ (mm) :	$I_{max,t,T}$ (m/h) :
0.0833 (5 mn)	29.619	355.422	30.921	371.052	32.741	392.887	35.015	420.179	38.083	456.994	48.220	578.639
0.1667 (10 mn)	36.465	218.788	38.068	228.410	40.308	241.850	43.108	258.651	46.886	281.313	59.366	356.194
0.25 (15 mn)	41.181	164.725	42.992	171.969	45.522	182.089	48.684	194.738	52.950	211.800	67.044	268.178
0.5 (30 mn)	50.700	101.400	52.930	105.859	56.044	112.089	59.938	119.875	65.189	130.378	82.541	165.083
1	62.419	62.419	65.164	65.164	68.999	68.999	73.792	73.792	80.257	80.257	101.620	101.620
2	76.847	38.423	80.226	40.113	84.947	42.474	90.848	45.424	98.808	49.404	125.109	62.555
3	86.787	28.929	90.603	30.201	95.935	31.978	102.599	34.200	111.589	37.196	141.292	47.097
4	94.610	23.652	98.770	24.693	104.582	26.146	111.847	27.962	121.647	30.412	154.028	38.507
5	101.160	20.232	105.609	21.122	111.823	22.365	119.591	23.918	130.069	26.014	164.692	32.938
6	106.847	17.808	111.546	18.591	118.110	19.685	126.315	21.052	137.382	22.897	173.951	28.992
7	111.904	15.986	116.826	16.689	123.700	17.671	132.293	18.899	143.884	20.555	182.184	26.026
8	116.478	14.560	121.600	15.200	128.756	16.095	137.700	17.213	149.765	18.721	189.630	23.704
9	120.668	13.408	125.974	13.997	133.387	14.821	142.653	15.850	155.152	17.239	196.451	21.828
10	124.543	12.454	130.019	13.002	137.670	13.767	147.234	14.723	160.134	16.013	202.759	20.276
11	128.155	11.650	133.791	12.163	141.664	12.879	151.505	13.773	164.779	14.980	208.640	18.967
12	131.544	10.962	137.329	11.444	145.410	12.118	155.511	12.959	169.137	14.095	214.158	17.847
13	134.741	10.365	140.667	10.821	148.944	11.457	159.291	12.253	173.248	13.327	219.363	16.874
14	137.770	9.841	143.829	10.274	152.293	10.878	162.872	11.634	177.142	12.653	224.295	16.021
Tc=14.8	140.086	9.465	146.247	9.882	154.853	10.463	165.610	11.190	180.120	12.170	228.065	15.410
15	140.652	9.377	146.837	9.789	155.478	10.365	166.278	11.085	180.847	12.056	228.985	15.266
16	143.401	8.963	149.708	9.357	158.517	9.907	169.529	10.596	184.383	11.524	233.462	14.591
17	146.033	8.590	152.455	8.968	161.427	9.496	172.640	10.155	187.767	11.045	237.747	13.985
18	148.559	8.253	155.092	8.616	164.219	9.123	175.626	9.757	191.014	10.612	241.859	13.437
19	150.988	7.947	157.628	8.296	166.904	8.784	178.498	9.395	194.138	10.218	245.814	12.938
20	153.330	7.666	160.073	8.004	169.492	8.475	181.266	9.063	197.148	9.857	249.626	12.481
21	155.591	7.409	162.433	7.735	171.991	8.190	183.939	8.759	200.055	9.526	253.307	12.062
22	157.777	7.172	164.716	7.487	174.408	7.928	186.524	8.478	202.867	9.221	256.866	11.676
23	159.895	6.952	166.927	7.258	176.750	7.685	189.028	8.219	205.590	8.939	260.315	11.318
24	161.950	6.748	169.072	7.045	179.021	7.459	191.457	7.977	208.232	8.676	263.660	10.986

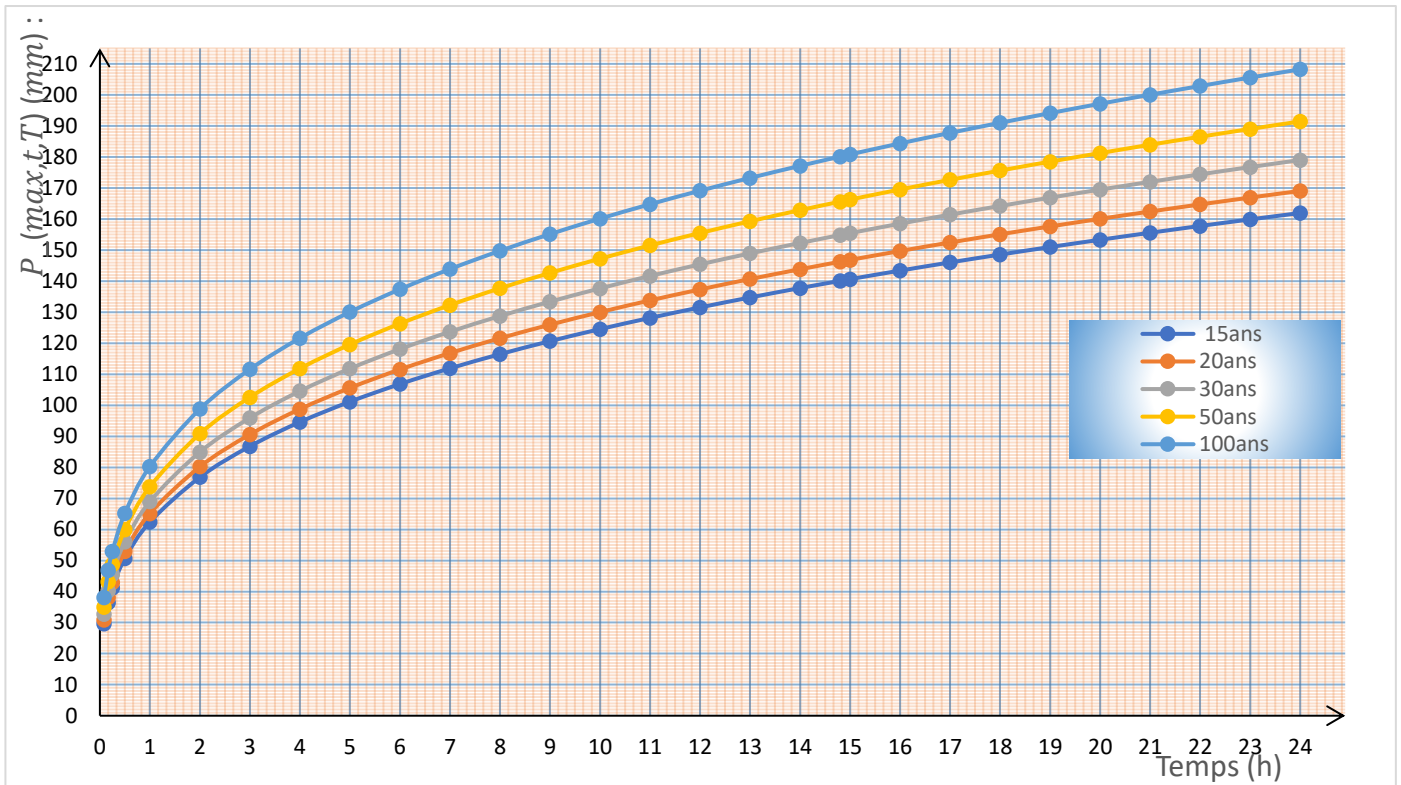


Figure III-15 : Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences

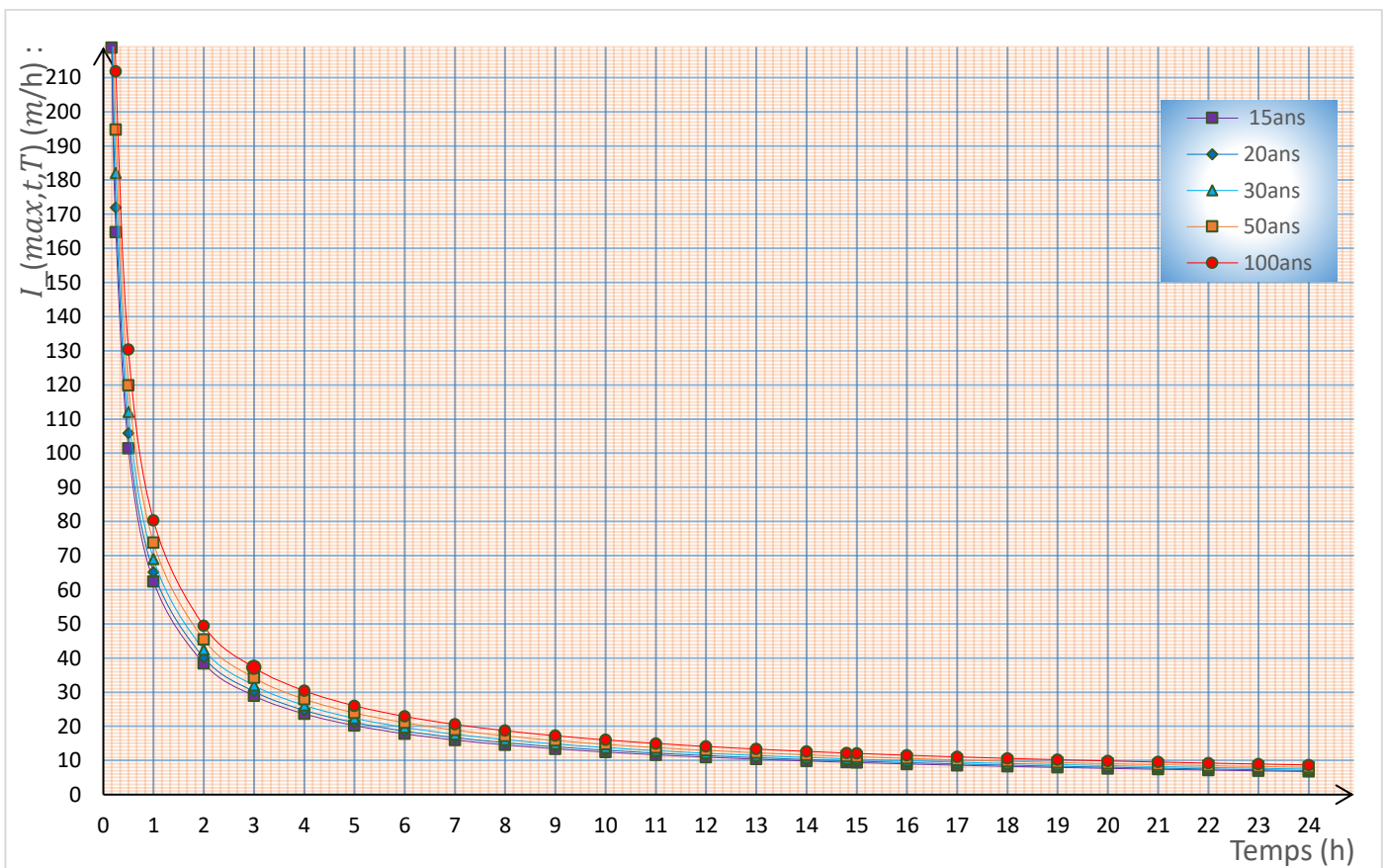


Figure III-16 : Courbe Intensité –Durée –Fréquence.

Ajustement d'une loi empirique $I_{max}=f(t)$:

Consiste à écrire une formule simple de forme $I_{max,p\%,j} = k * t^x$ pour Faciliter le calcul :

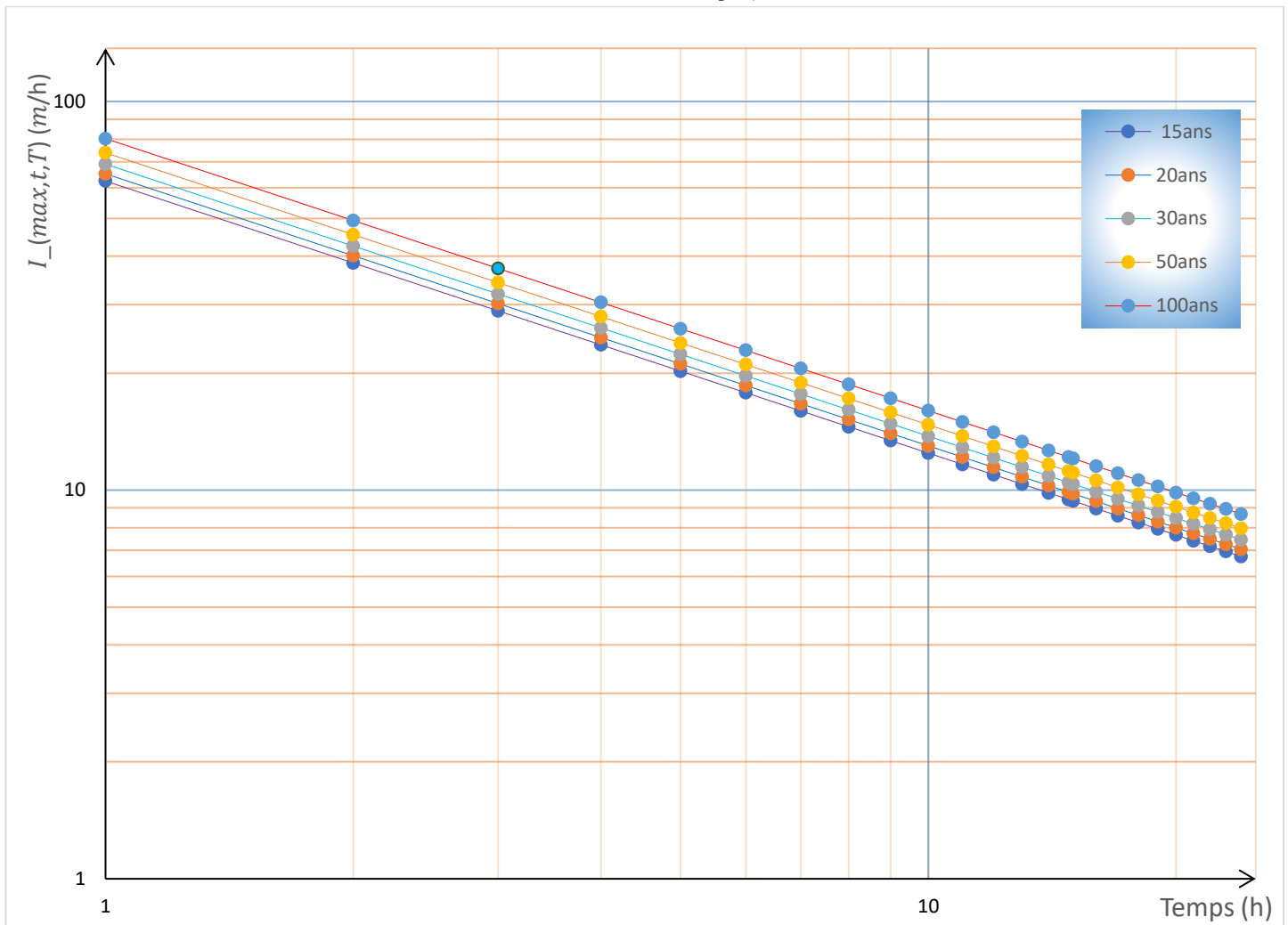


Figure III-17 : Ajustement d'une loi empirique $I_{max}=f(t)$:

Tableau III-29 : Les paramètres d'ajustement de loi empirique $I_{max}=f(t)$.

Période de retour :	15	20	30	50	100	1000
k	62.419	65.164	68.999	73.792	80.257	101.620
x	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7

III.3. Les écoulements.**III.3.A. Etude Apport liquide**

Il existe plusieurs formules pour l'estimation des apports moyens interannuels, parmi lesquelles :

1. Formule de SAMIE :

Elle est utilisée en Algérie entre l'isohyète (une ligne reliant des points d'égales quantités de précipitations tombées en une période déterminée) 300 mm et 400 mm.

$$L_e = P^2 \cdot (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III, 31})$$

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III, 32})$$

Avec :

P : précipitations moyennes en (m) ;

S : Superficie du Bassin versant (Km²) ;

Tableau III-30 : Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule SAMIE.

Bassin versant :	P moy (mm)	Surface (Km ²)	L _e (mm)	A (Mm ³)
BV_ouedfodda :	400.526	1124.578	35.168	39.549
S_BV_barrage_A :	400.526	788.159	37.095	29.237
S_BV_barrage_B :	400.526	428.561	39.697	17.013

2. Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/1989) :

$$L_e = 720 \cdot \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85} \quad (\text{III, 33})$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Avec :

A : Apport moyen annuel en (Hm³) ;

P : Précipitation moyenne antre annuel en (mm) ;

Tableau III-31 : Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule l'ANRH.

Bassin versant :	P moy (mm)	Surface (Km ²)	L _e (mm)	A (Mm ³)
BV_ouedfodda :	400.526	1124.578	55.618	62.546
S_BV_barrage_A :	400.526	788.159	55.618	43.835
S_BV_barrage_B :	400.526	428.561	55.618	23.835

3. Formule de MEDINGUER :

$$L_e = 1024(P - 0.26)^2 \quad (\text{III, 34})$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle en (m).

S : Surface du bassin versant en [km²].

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

Tableau III-32 : Résultats de calcul de l'apport liquide par la formule **MEDINGUER**.

Bassin versant :	P moy (mm)	Surface (Km ²)	L _e (m)	A (Mm ³)
BV_ouedfodda :	400.526	1124.578	20.222	22.741
S_BV_barrage_A :	400.526	788.159	20.222	15.938
S_BV_barrage_B :	400.526	428.561	20.222	8.666

4. Formule dite 'Algérienne' :

$$L_e = P \cdot (1 - 10^{-kP^2}) \cdot 10^3 \quad (\text{III, 35})$$

Avec :

$$k = 0.18 - 0.01 * \log(S) \quad (\text{III, 36})$$

$$A = L_e \cdot S$$

P : précipitation moyenne interannuelle en m.

Tableau III-33 : Résultats de calcul de l'apport liquide par la formule dite 'Algérienne'.

Bassin versant :	P moy (mm)	Surface (Km ²)	k	L _e (m)	A (Mm ³)
BV_ouedfodda :	400.526	1124.578	0.149	21.517	24.198
S_BV_barrage_A :	400.526	788.159	0.151	21.733	17.129
S_BV_barrage_B :	400.526	428.561	0.154	22.007	9.431

Conclusion :

Les valeurs obtenues par les formules empiriques précédente diffèrent les unes des autres, indiquant le problème du choix de la valeur de l'apport liquide. Pour cela, j'ai choisi la valeur la plus proche de la moyenne :

Tableau III-34 : Choix de la valeur des apport liquide.

Bassin versant :	SAMIE :	L'ANRH :	MEDINGUER :	'Algérienne'	Moyenne :
BV_ouedfodda :	39.549	62.546	22.741	24.198	37.259
S_BV_barrage_A :	29.237	43.835	15.938	17.129	26.535
S_BV_barrage_B :	17.013	23.835	8.666	9.431	14.736

Tableau III-35 : Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals.

Bassin versant :	Apport liquide :
BV_ouedfodda :	39.549
S_BV_barrage_A :	29.237
S_BV_barrage_B :	17.013

III.3.B. Etude des caractéristiques de l'écoulement :**1. Module de l'écoulement :**

$$Me = \frac{A_0}{T} \quad (\text{III, 37})$$

Avec :

A0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = 365*24*3600 = 3153600 s.

2. Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{Me}{S} \quad (\text{III, 38})$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).**3. Lamme d'eau écoulée :**

$$Le = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III, 39})$$

Avec :

A0 : Apport moyen annuel (l).

S : Superficie du bassin (Km²).**4. Coefficient de l'écoulement :**

$$Ce = \frac{Le}{P} \quad (\text{III, 40})$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

Lamme d'eau écoulée (mm).

Application numérique :

Voici les résultats des calculs exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III-36 : Les caractéristiques de l'écoulement.

Bassin versant :	Me (l/s)	M₀ (l/s.km²)	Le (mm)	C_e (%)
BV_ouedfodda :	1254.102	1.115	35.168	8.78%
S_BV_barrage_A :	927.1	1.176	37.095	9.26%
S_BV_barrage_B :	539.479	1.259	39.697	9.92%

5. Coefficient de variation :

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

A). Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = a - 0,063 \log(S + 1) \tag{III, 41}$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log(M_0) \tag{III, 42}$$

Où : M₀ : Module de l'écoulement relatif (l/s.km²).

B). Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \tag{III, 43}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

C). Formule Algérienne :

$$C_v = 0.93 \frac{k}{M_0^{0.23}} \tag{III, 44}$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66.

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

D). Formule de Kristekly-Menkel :

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \tag{III, 45}$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin en [km²].

Application numérique :

Tableau III-37 : Calcul du coefficient de variation.

Bassin versant :	Kristekly- Menkel :	Sokolovsky		L'ANTONOV :	Algérienn e :	Moyenne :
		a :	C _v :			
BV_ouedfodda :	0.529	0.766	0.574	0.333	0.618	0.564
S_BV_barrage_A :	0.532	0.760	0.577	0.339	0.610	0.564
S_BV_barrage_B :	0.542	0.751	0.585	0.346	0.601	0.565

Après le calcul du coefficient de variation par les différentes méthodes on prend les valeurs obtenues par la formule **Sokolovsky** qui sont très proche de la moyenne.

Tableau III-38 : Coefficient de variation pour chaque bassin versant.

Bassin versant :	Coefficient de variation :
BV_ouedfodda :	0.574
S_BV_barrage_A :	0.577
S_BV_barrage_B :	0.585

III.3.C. Etude des crues :

L'étude de crue revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimation ou surestimation compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son enivrement, entraînant des évaluations importantes quant à sa coût qui lui-même lié à sa période de retour.

1. Détermination des débits maximums fréquents :

En l'absence de données pour les débits maximums, on a décidé de calculer les débits maximums par les formules empiriques.

2. Formule empirique pour le calcul du débit maximum probable :

En absence des données, on a recours aux formules empiriques, ces formules sont basées sur l'expérimentale ou sur certaines informations propres à certaines régions pour lesquelles elles ont déterminées. Dans notre cas, plusieurs formules sont utilisées en Algérie pour calculer le débit maximum probable :

3. Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH :

Elle a été établie par TAIBI R. (ANRH) pour les cours d'eau d'Algérie. Cette méthode est donnée par la relation suivante :

$$Q_{pT} = Q_p \cdot e^{0.95 \cdot U} \quad (\text{III, 46})$$

Avec :

Q_{pT} : Débit de pointe fréquentiel (m³/s).

U : Variable réduite de Gauss.

Q_p : Débit de pointe moyen annuel (m³/s).

Le débit de pointe moyen annuel est calculé par la relation de Bennie/Athkins :

$$Q_p = 0.000781 \cdot S^{0.688} \cdot P^{1.275} \quad (\text{III, 47})$$

Où :

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant (mm).

S : Surface du bassin versant en Km².

4. Formule de Mallet-Gauthier :

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

$$Q_{\max, P\%} = 2 \cdot K \cdot \log(1 + 20\bar{H}) \frac{S}{\sqrt{L_{cp}}} \sqrt{1 + 4 \cdot \log(T) - \log(S)} \quad (\text{III, 48})$$

Avec :

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

\bar{H} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

L_{cp} : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin
 $1 < K < 3$, on prend $K=2.8$ (BV de surface important et pente moyenne).

T : Période de retour (ans).

5. Formule de Giandotti :

La méthode de Giandotti s'inspire des lois de ruissellement basées sur les caractéristiques morphométriques du bassin versant ainsi que le temps de concentration. Cette formule donnée de résultats satisfaisants, particulièrement pour les bassins typiquement montagneux. (Bennis, 2004) :

$$Q_{\max,P\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{Tc,P\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \quad (\text{III, 49})$$

Avec :

$Q_{\max,P\%}$: Débit maximum de crue en (m³/s) de pour une probabilité donnée.

S : Superficie du bassin versant (km²).

L : Longueur du talweg principal (km).

H_{moy} : Altitudes moyennes (en m).

H_{min} : Altitudes minimales (en m).

$h_{tc,P\%}$: Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration (m).

C : Coefficient topographique varie entre 66 et 166.

On prendre : C=96 pour bassin d'oued fouda.

C=98 pour sous bassin de barrage d'oued fouda.

C=100 pour sous bassin de barrage de Beni Chaib.

6. Formule de SKOLOVSKY :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,P\%} = 0.28 \frac{(X_{p\%,Tc} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{Tc} \quad (\text{III, 50})$$

Avec :

$X_{p\%,Tc}$: précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à une temps Tc .

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm.

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement pour une crue probable.

S : Superficie du bassin [Km²].

f : coefficient de forme de crue.

Tc : temps de concentration[h].

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{III, 51})$$

Pour;

$S \leq 50$ km² on a $\gamma = 2$.

Des petite bassin non boisé, sol peu perméable on a $\gamma = 2 \div 2.5$.

Bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$.

On prendre : $\gamma = 4$ pour les trois bassins versant.

❖ Le coefficient de la crue $\alpha_{p\%}$ est calculé par :

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{Tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{Tc}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III, 52})$$

Tableau III-39 : Récapitulatif des débits maximums de crue des bassins versant par les différentes formules précédentes.

Bassin versant :	Période de retour	Fréquentielle TAIBI-ANRH	Mallet-Gauthier	Giandotti	SKOLOVSKY :	Moyenne
Barrage Beni_Chaib:	15	436,938	661,634	744,029	753,615	649,054
	20	500,882	713,419	776,749	796,430	696,870
	30	599,430	780,594	822,457	856,661	764,785
	50	738,648	857,768	879,590	932,581	852,147
	100	956,988	952,541	956,658	1035,997	975,546
	1000	1977,286	1215,429	1211,304	1384,445	1447,116
Barrage oued fodda	15	664,455	830,848	1028,565	1063,027	896,724
	20	761,695	901,764	1073,797	1123,420	965,169
	30	911,557	993,153	1136,985	1208,379	1062,518
	50	1123,267	1097,509	1215,967	1315,471	1188,053
	100	1455,298	1224,977	1322,507	1461,346	1366,032
	1000	3006,873	1576,072	1674,536	1952,855	2052,584
D'oued fodda	15	847,461	996,416	1277,371	1347,671	1117,230
	20	971,483	1086,206	1333,546	1424,236	1203,868
	30	1162,621	1201,417	1412,018	1531,944	1327,000
	50	1432,640	1332,460	1510,106	1667,712	1485,730
	100	1856,120	1491,982	1642,418	1852,648	1710,792
	1000	3835,034	1929,439	2079,601	2475,767	2579,960

III.3.D. Effet des barrages Présents dans le bassin versant :

Dans bassin versant d'oued fodda en remarque qu'on a deux barrages présentés qui sont barrage d'oued fodda et barrage de BENI CHAIB (TISSEMSILT),

Le type de Laminage des crues utilisée dans les deux barrages qu'il permet de réduire le débit de crues évacuées par quel que soit le type de l'ouvrage d'évacuation utilisé.

Compte tenu de la situation sanitaire actuelle en Algérie, je n'ai pas pu obtenir d'informations sur le barrage et le type d'évacuateur de crue utilisé (la hauteur, NNR...), On ne peut pas utiliser les formules de laminage de crue (step by step, Méthode de Muskingum ...).

Pour résoudre ce problème j'ai proposé un facteur d'amortissement de 84% où :

$$F_{am} = \frac{Q_{dévercuée}}{Q_{crue}} \quad (III, 53)$$

Où :

F_{am} : facteur d'amortissement

Pour simplifier problème, et surtout les formules empiriques basées sur temps de concentration, j'ai posé que le temps de concentration reste constant, et la diminution des débits liée au temps de concentration, j'ai mètre en considération (facteur d'amortissement).

Pour le choix des débits maximum, on prend la valeur plus proche à la moyenne (la formule de Giandotti).

Tableau III-40 : Récapitulatif des débits maximums de crue des bassins versant par les différentes formules précédentes en tenant en compte facteur d'amortissement.

Bassin versant :	Période de retour :	Fréquentielle TAIBI-ANRH :	Mallet-Gauthier :	Giandotti :	SKOLOVSKY :	Moyenne :
Barrage beni Chaib :	15	367,028	555,773	624,985	633,037	545,206
	20	420,741	599,272	652,469	669,001	585,371
	30	503,521	655,699	690,864	719,595	642,420
	50	620,464	720,525	738,856	783,368	715,803
	100	803,870	800,134	803,593	870,238	819,459
	1000	1660,920	1020,960	1017,495	1162,933	1215,577
Barrage oued fodda :	15	499,418	608,989	763,997	791,656	666,015
	20	572,505	661,598	797,595	836,632	717,083
	30	685,145	729,336	844,529	899,903	789,728
	50	844,270	806,623	903,195	979,656	883,436
	100	1093,831	900,959	982,331	1088,293	1016,354
	1000	2260,026	1160,546	1243,811	1454,329	1529,678
D'oued fodda :	15	682,424	774,556	1012,803	1076,301	886,521
	20	782,293	846,040	1057,343	1137,448	955,781
	30	936,208	937,601	1119,562	1223,468	1054,210
	50	1153,643	1041,575	1197,334	1331,897	1181,112
	100	1494,653	1167,964	1302,242	1479,594	1361,113
	1000	3088,187	1513,914	1648,876	1977,241	2057,055

Tableau III-41 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.

Bassin versant :	Période de retour :					
	15	20	30	50	100	1000
Barrage Beni Chaib :	624,985	652,469	690,864	738,856	803,593	1017,495
Barrage oued fodda :	763,997	797,595	844,529	903,195	982,331	1243,811
D'oued fodda :	1012,803	1057,343	1119,562	1197,334	1302,242	1648,876

III.3.E. Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky :

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, chacune a sa propre équation.

$$\text{Pour la montée :} \quad Q_m = Q_{max,p\%} * \left(\frac{t}{T_m}\right)^n \quad (\text{III, 54})$$

$$\text{Pour la décrue :} \quad Q_d = Q_{max,p\%} * \left(\frac{T_b-t}{T_d}\right)^m \quad (\text{III, 55})$$

Où :

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

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s).

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).

T_b : Temps de base de la crue en (heures).

T_m : Temps de la montée de la crue en (heures).

T_d : Temps de la décrue en (heures).

m, n : puissances des équations, où : $m = 2$ pour la montée,

$n = 3$ Pour la décrue.

Avec :

$$T_m = T_c : \text{où}$$

$$T_d = \delta * T_m$$

Où :

T_c : le temps de concentration du bassin versant (heures).

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Et :

$$T_b = T_m + T_d = (1 + \delta) * T_c \quad (\text{III, 56})$$

Tableau III-42 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de 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 lit majeur normales :	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues :	4,0 – 7,0

On le prend égale à : $\delta = 2.5$: pour sous bassin de Beni Chaib.

$\delta = 2.8$: pour sous barrage d'oued fodda.

$\delta = 3$: pour bassin d'oued fodda.

Et :

$$T_b = T_m + T_d = (1 + \delta) * T_c \quad (\text{III, 57})$$

Tableau III-43 : Valeurs des débits de crue évacuée (m³/s) en fonction du temps (Barrage Beni Chaib).

Bassin versant de Barrage Beni Chaib :						
Temps t (h) :	Période de retour :					
	15ans	20ans	30ans	50ans	100ans	1000ans
0	0	0	0	0	0	0
5	153,593	160,348	169,783	181,577	197,487	250,054
10	614,372	641,390	679,133	726,310	789,947	1000,218
10,086	624,985	652,469	690,864	738,856	803,593	1017,495
16	280,306	292,633	309,852	331,377	360,411	456,347
22	91,737	95,771	101,407	108,452	117,954	149,351
28	15,172	15,839	16,771	17,936	19,508	24,700
34	0,086	0,090	0,095	0,101	0,110	0,140
35,301	0	0	0	0	0	0

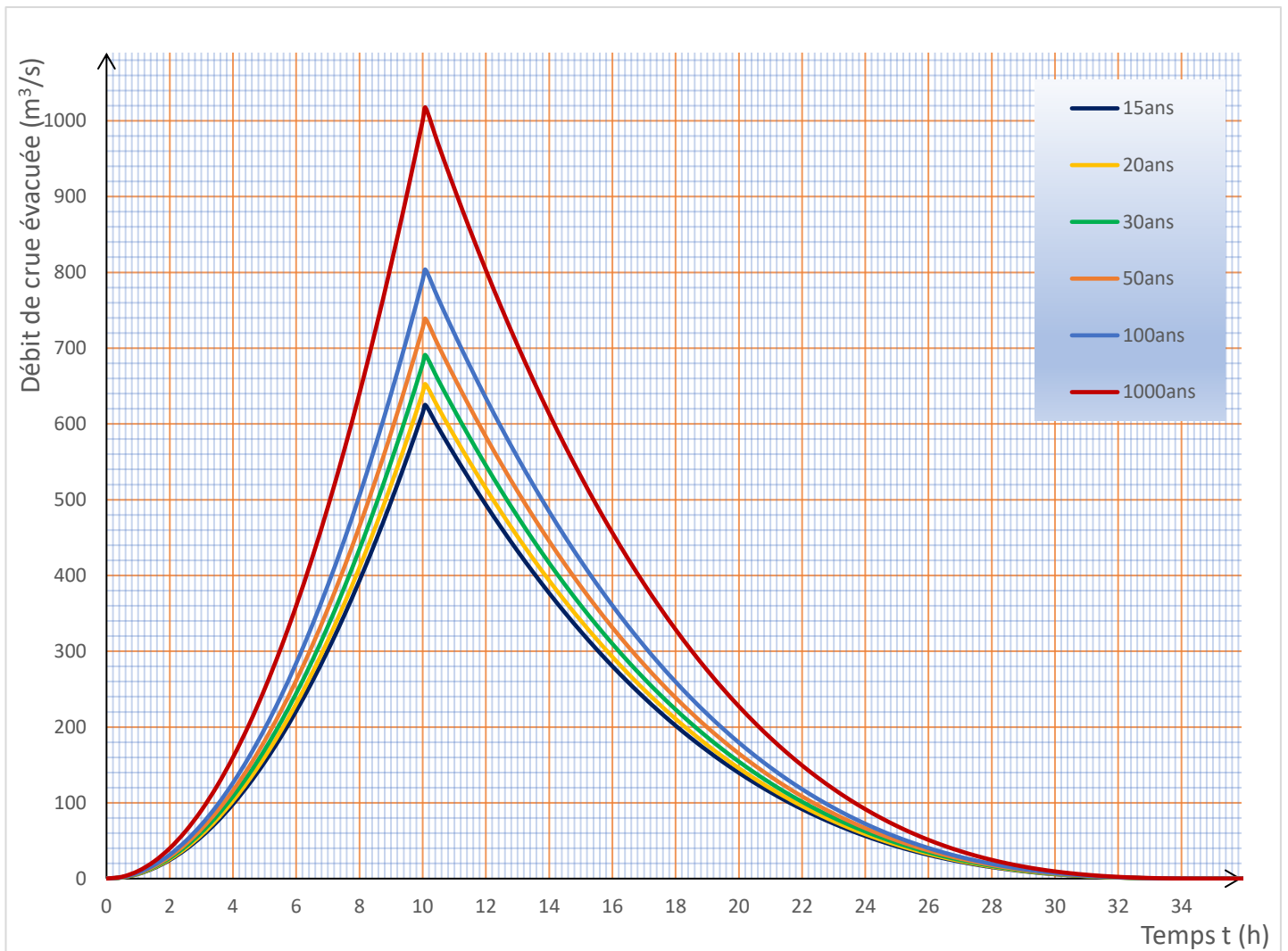


Figure III-18 : Hydrogrammes de crues probables (Barrage Beni Chaib).

Tableau III-44 : Valeurs des débits de crue évacuée (m³/s) en fonction du temps (**Barrage Oued Fodda**).

Bassin versant de Barrage Oued Fodda :						
Temps t (h) :	Période de retour :					
	15ans	20ans	30ans	50ans	100ans	1000ans
0	0	0	0	0	0	0
5	110,454	115,311	122,096	130,578	142,019	179,822
10	441,814	461,244	488,386	522,312	568,076	719,288
13,15	763,997	797,595	844,529	903,195	982,331	1243,811
20	412,003	430,121	455,432	487,069	529,745	670,754
25	238,284	248,763	263,402	281,699	306,381	387,935
30	121,892	127,252	134,740	144,100	156,726	198,444
35	51,346	53,604	56,758	60,701	66,019	83,593
40	15,168	15,835	16,767	17,931	19,503	24,694
45	1,879	1,962	2,077	2,221	2,416	3,059
49,97	0	0	0	0	0	0

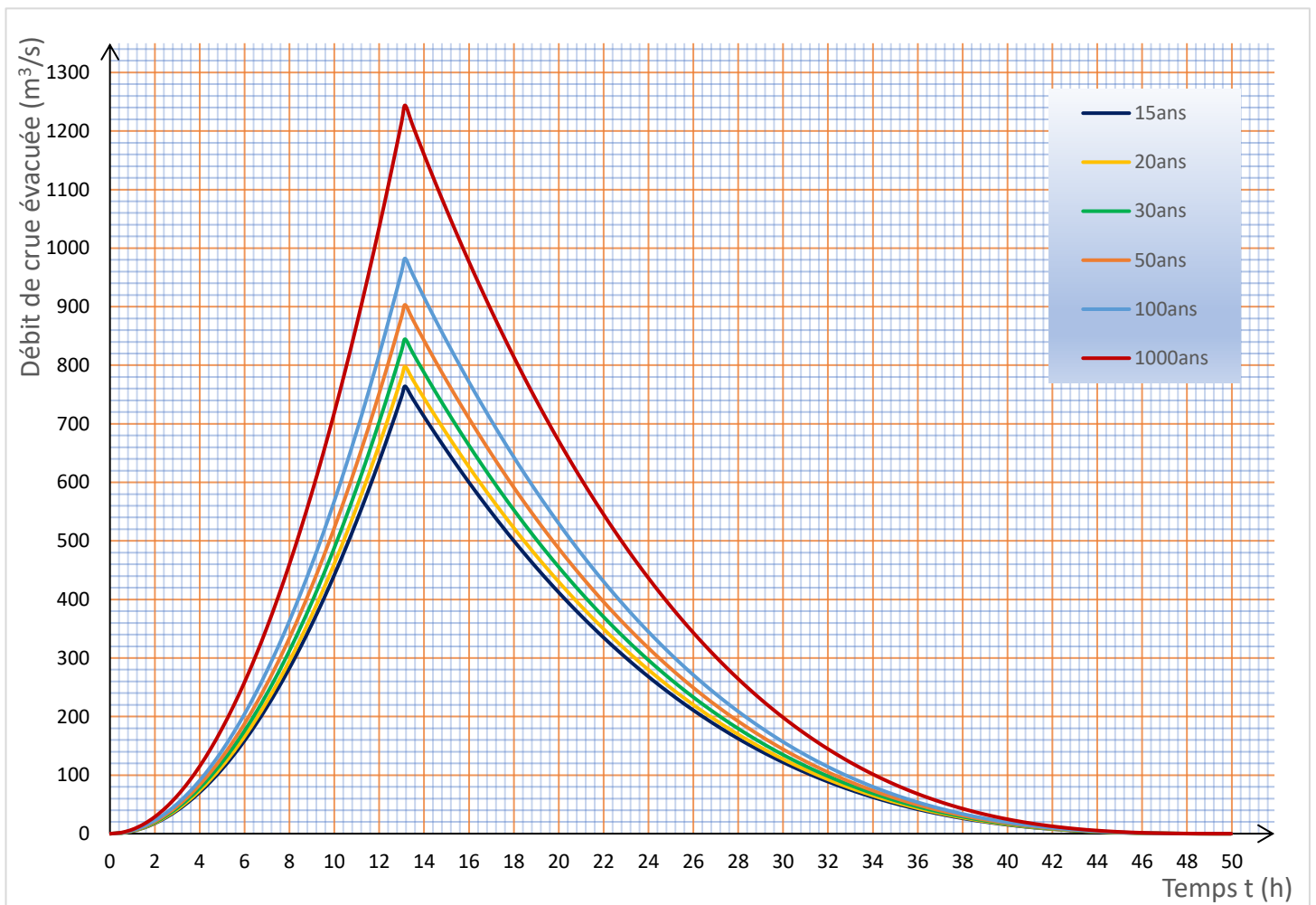


Figure III-19 : Hydrographes de crues probables (**Barrage oued fodda**).

Tableau III-45 : Valeurs des débits de crue évacuée (m³/s) en fonction du temps (bassin d'Oued Fodda).

Bassin versant d'Oued Fodda :						
Temps t (h) :	Période de retour :					
	15ans	20ans	30ans	50ans	100ans	1000ans
0	0	0	0	0	0	0
5	115,596	120,679	127,781	136,657	148,631	188,194
10	462,383	482,717	511,122	546,628	594,522	752,774
14,8	1012,803	1057,343	1119,562	1197,334	1302,242	1648,876
20	697,003	727,654	770,473	823,995	896,192	1134,743
25	462,865	483,220	511,655	547,198	595,143	753,559
30	288,088	300,757	318,455	340,577	370,417	469,016
35	163,992	171,204	181,278	193,871	210,857	266,984
40	81,899	85,501	90,532	96,821	105,304	133,335
45	33,132	34,589	36,624	39,168	42,600	53,939
50	9,010	9,407	9,960	10,652	11,585	14,669
55	0,857	0,895	0,948	1,013	1,102	1,396
59,2	0	0	0	0	0	0

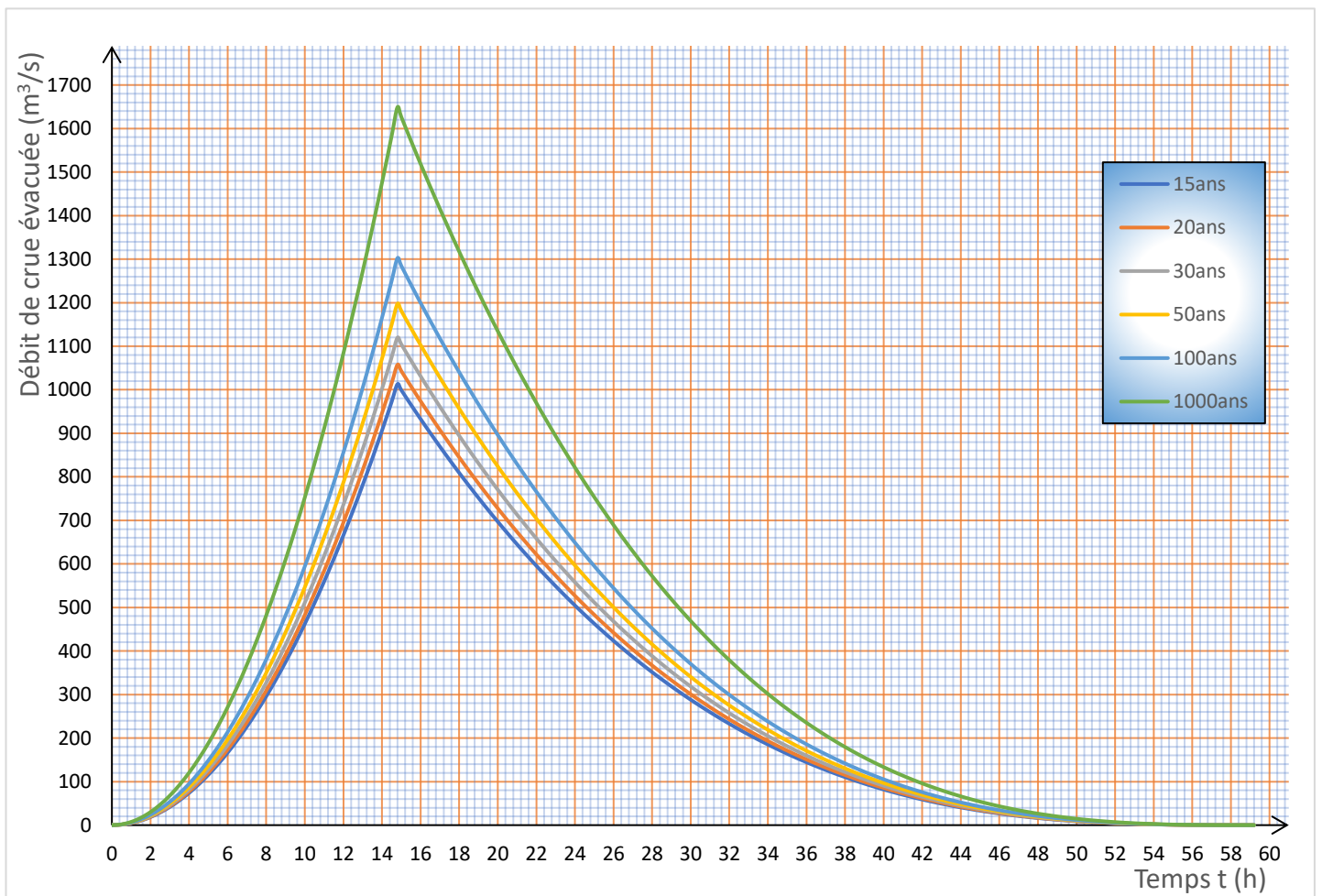


Figure III-20 : Hydrogrammes de crues probables (Bassin versant d'Oued Fodda).

III.3.F. Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau III-46 : Crue de projet recommandé.

Catégories des dommages :	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle :
<p style="text-align: center;">Elevés :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perte de vie • Dommage considérable 	1/100000 à 1/10000
<p style="text-align: center;">Importants :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pas de perte de vie • Dommages importants 	1/10000 à 1/1000
<p style="text-align: center;">Faibles :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pas de perte de vie • Dommages légers 	1/1000 à 1/100

A partir de ce tableau, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc, pour un débit qui vaut $Q = 1302.242 \text{ m}^3/\text{s}$, on prendre **$Q = 1310 \text{ m}^3/\text{s}$** .

III.3.G. Etude du débit solide :

L'érosion hydrique est un phénomène complexe, qui menace particulièrement les potentialités en eau et en sol. Les causes principales de cette dégradation trouvent aussi leur origine dans les caractéristiques physiques, climatiques et hydrologiques du bassin versant. En effet, les facteurs géo-climatiques comme la lithologie et la morpho pédologie des bassins, l'agressivité des averses, l'intensité et l'irrégularité du ruissellement, ainsi que les amplitudes thermiques et la sévérité des étages... constituent des facteurs dont l'appréciation a toujours constitué un élément fondamental pour la cartographie du risque à l'érosion et/ou toute modélisation du phénomène (Cherni, 2012).

L'objectif à atteindre à travers la mesure du transport solide est la connaissance du comportement du bassin versant vis-à-vis du ruissellement et par conséquent de l'érosion hydrique. Celle-ci est identifiée à travers le calcul de l'érosion spécifique définie comme étant la quantité de sédiment arrachés au bassin versant et charriés par le cours d'eau rapportée à l'unité de surface, elle exprimé en $T/km^2 \cdot an$. C'est un paramètre difficilement calculable. Plusieurs facteurs entrant en jeu pour déterminer, depuis la nature de sols, la végétation du bassin versant jusqu'au ruissellement proprement dit (Touaibia, 2004b).

Dans ce rapport, nous nous intéressons aux formules empiriques pour les calculs de transport solide dans le nord de l'Algérie, et plus particulièrement à l'équation de la perte de sol modifiée globale (OSL) et à son application au bassin d'oued Fodda (mon projet MFE).

1. L'équation universelle des pertes en sol révisée (USLE) :

Selon le modèle USLE, l'érosion est une fonction multiplicative tenant compte de l'érosivité des pluies (facteur R) par la résistance du milieu (facteurs C, K, LS, P). Chaque facteur est une estimation numérique d'une composante précise qui affecte la gravité de l'érosion du sol en un endroit donné.

$$A = R \cdot LS \cdot K \cdot C \cdot P \quad (III, 59)$$

Avec :

A : est le taux annuel de pertes en sol en (t/ha/an).

R : est le facteur de l'érosivité des pluies en (MJ. mm/(ha. h an)).

K : est l'érodibilité des sols (t. h. (MJ. mm)⁻¹).

LS : est un facteur sans dimension qui représente l'inclinaison (S en %) et la longueur de pente (L en m).

C : est un facteur sans dimension qui représente l'effet de la couverture végétale.

P : est aussi un facteur sans dimension qui tient compte des techniques culturales antiérosives telles que le labour en courbes de niveau.

Cinq grands facteurs servent à calculer les pertes de terre en un endroit donné. Chaque facteur est une estimation numérique d'une composante précise qui affecte la gravité de l'érosion du sol à un endroit donné. Les valeurs d'érosion obtenues par l'application de ces facteurs peuvent varier considérablement en raison des différentes conditions météorologiques. Par conséquent, les valeurs obtenues par l'EUPT représentent avec plus de précision les moyennes à long terme. (Stone et Hilborn, 2000).

A). Méthodologie :

Figurier III-21, résume les différents traitements appliqués à nos données. L'application du modèle a eu lieu après modélisation des cinq facteurs en cartes thématiques au format raster, en tenant compte des valeurs numériques de chaque carte et la multiplication des cinq facteurs à l'aide du SIG avec pour finalité l'élaboration de la carte du taux d'érosion hydrique des sols du bassin versant de Oued El Arab

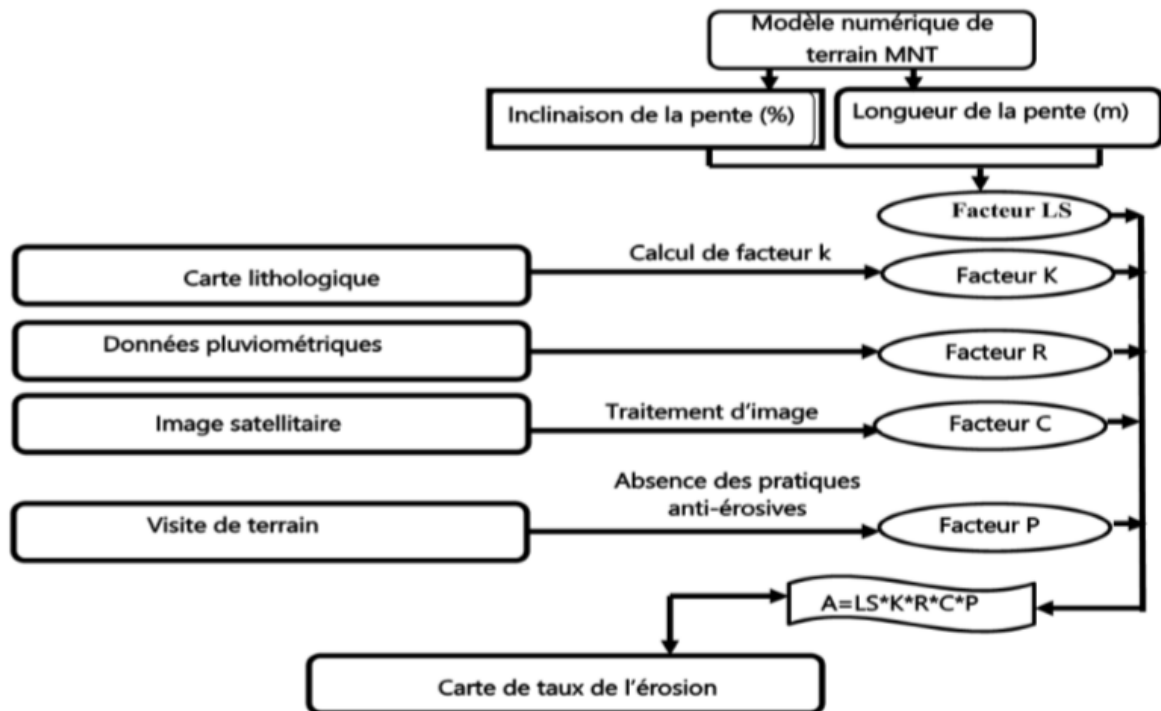


Figure III-21 : Schéma de principe de l'organisation de la production d'une carte des taux d'érosion hydrique sur SIG (KOUSSA & BOUZIANE, 2017).

La mise en place du modèle USLE nécessite des données sur la topographie, l'occupation du sol, la climatologie et la pédologie. L'une des difficultés majeures à l'élaboration du modèle a été la collecte de données pertinentes. Les données géographiques de références sur la topographie, les précipitations, l'occupation du sol sont soit inexistantes, soit incomplètes ou obsolètes à petite échelle et les données numériques géoréférencées sont encore plus rares. Le recours à des bases de données en ligne à l'échelle mondiale constitue dans certains cas une alternative qui est alors intéressante de tester. Un des objectifs de cette étude est donc d'évaluer le potentiel des données existantes et les démarches de production d'information numérique à y associer pour une modélisation spatialisée dans un SIG de l'érosion hydrique des sols.

B). Calcul les facteurs de l'équation USLE :**1).Facteur de l'érosivité des pluies R :**

La pluie est l'un des principaux facteurs de l'érosion des sols, ceci se produit lorsque les eaux pluviales ne peuvent plus s'infiltrer dans le sol et arrachent les particules du sol en emportant des particules (Le Bissonnais et al., 2002). Ainsi, le rôle du facteur R est de caractériser la force érosive des précipitations sur le sol. Les valeurs du facteur R sont déterminées pour la zone d'étude à l'aide de la formule suivante : (El Garouani et al, 2007).

$$R = 143 * \log(P * P_{24}^2 * 10^{-6}) + 89.7 \quad (\text{III, 60})$$

Où :

R : Valeur moyenne de l'érosivité des pluies

P : Précipitations moyennes annuelles (mm/an).

P_{24} : Moyenne des pluies maximales en 24 h (mm).

Application numérique :**Tableau III-47 :** Valeurs de facteur R aux différentes stations.

Station :	SOURCE	LONGTIDE (E) :	LATITUDE (N) :	P_{24}	P (mm) :	Agressivité de la pluie, R
Barrage Oued fouda	ANRH	1.6042	36.0455	105.341	400.526	182.339
Station A	climate.northwestknowledge	1.6042	35.9792	110.250	489.692	200.479
Station B	climate.northwestknowledge	1.8125	35.8125	108.154	482.365	197.159
Station C	climate.northwestknowledge	1.7292	35.8958	113.519	505.019	206.023
NEW-D	climate.northwestknowledge	1.6458	35.6458	100.673	459.038	185.178
NEW-E	climate.northwestknowledge	1.9792	35.8125	137.885	631.653	244.070
NEW-F	climate.northwestknowledge	1.6458	36.1458	110.135	488.231	200.164
NEW-G	climate.northwestknowledge	1.4792	36.1042	97.981	440.808	179.294
NEW-H	climate.northwestknowledge	1.4792	35.9375	113.577	502.173	205.735
NEW-I	climate.northwestknowledge	1.8125	35.9792	126.558	560.635	226.016

2).Le facteur d'occupation de sol C :

Le couvert végétal protège les sols et assure l'amortissement des gouttes de pluie, le ralentissement du ruissellement et de l'infiltration. Ainsi, pour une végétation basse, les pertes de sols diminuent avec l'augmentation du couvert végétal (Soutter et al., 2007).

Le facteur C est défini comme le rapport entre les pertes en sols nus sous des conditions spécifiques et les pertes en sols correspondants aux sols sous système d'exploitation (Wischmeier et Smith, 1978 in El Garouani et al., 2008).

Les valeurs du facteur du couvert végétal adoptées sont provenues de la cartographie de la densité de la végétation sur une image satellitaire (ETM+ du 11/07/2020, type Landsat 8 de 30 m de résolution), cette dernière a été analysée sur la plateforme du logiciel ArcGIS (version 10.3) par la méthode de classification non supervisée.

Après la classification d'image et le choix des classes de terrain (sol nu, forêts, parcours...), on a attribué une valeur du facteur C pour chaque type du sol.

Tableau III-48 : Coefficient d'occupation du sol C en fonction du type d'occupation du sol. (Source journals.openedition.org/vertigo/12591?lang=en).

Type d'occupation du sol	Facteur C	Type d'occupation du sol	Facteur C	Type d'occupation du sol	Facteur C
Sol nu	1	Mosaïque de culture	0.5	Rizière	0.15
Forêt dégradée	0.7	Mangrove	0.28	Forêt dense	0.001
Savane arborée et arbustive	0.3	Surface bâtie	0.2	Plan d'eau	0
Savane herbeuse dégradée	0.6	Zone reboisée	0.18		

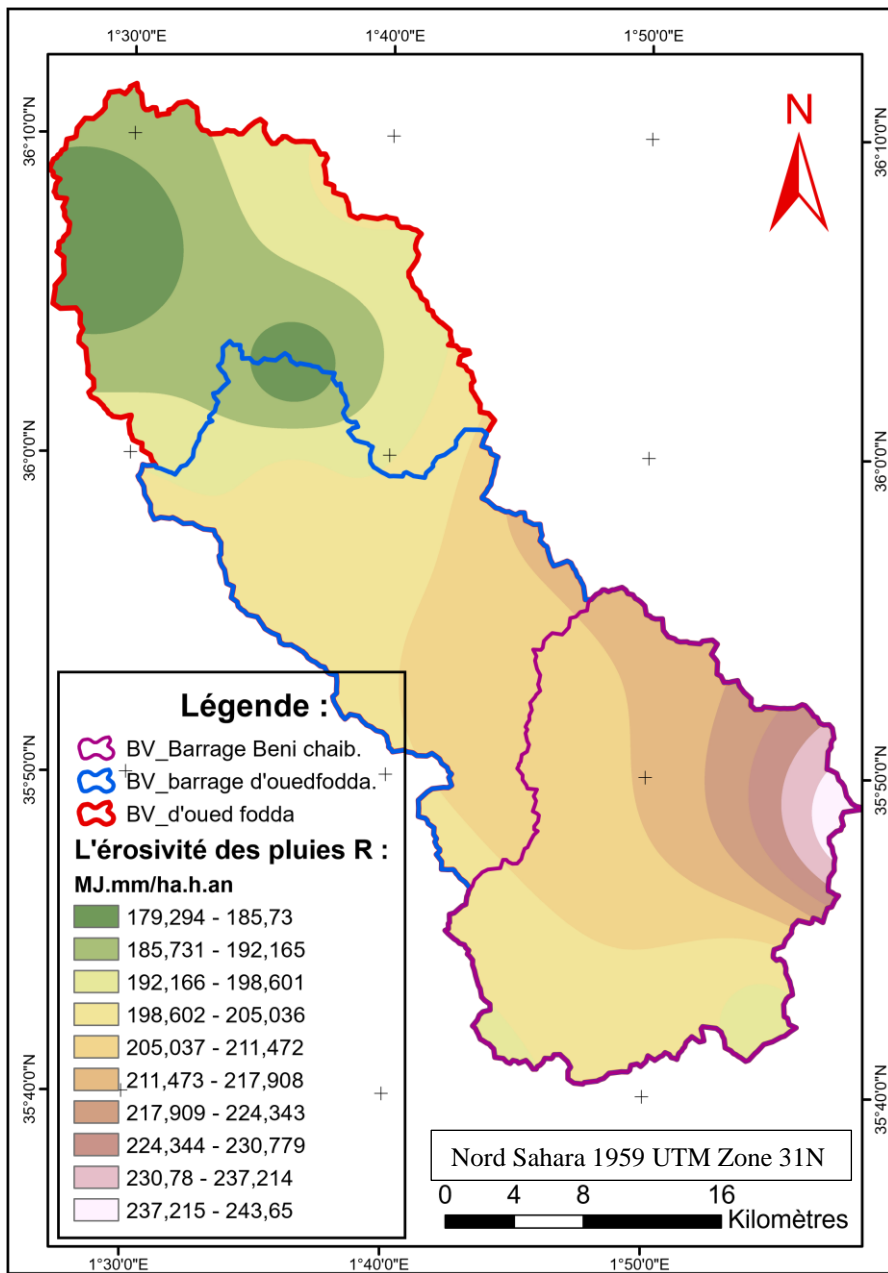


Figure III-22 : Carte d'indice de l'érosivité des pluies dans le Bassin de l'oued fodda.

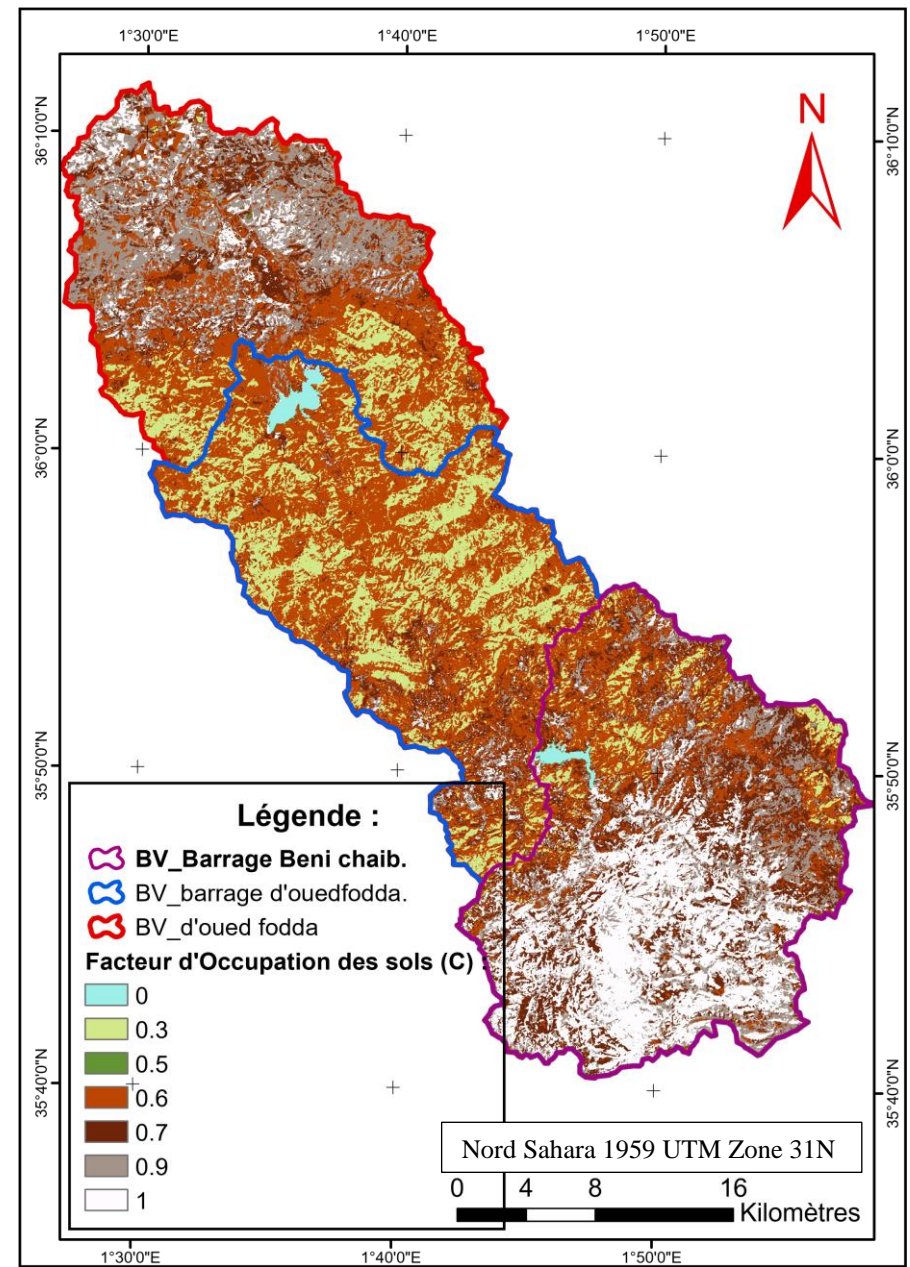


Figure III-23 : Carte de facteur d'occupation des sols C dans le bassin versant d'oued fodda.

3).Facteur d'érodibilité des sols K :

L'érodibilité d'un sol se traduit par la résistance inhérente au détachement et au transport des particules par l'eau. Les paramètres intrinsèques du sol (stabilité structurale, croûte de battance, état dispersé, matière organique, texture) contribuent largement à influencer la sensibilité des sols à l'érosion (Roose et Sarrailh, 1990).

Nous avons évalué l'indice K des différents types de sols à l'aide des équations de Masson (1971) et Williams (1995) et en utilisant la carte numérique du sol du monde DSMW (Digital Soil Map of the World). Le traitement de cette carte sous ArcGIS nous a donné les taux de différents types de sol ; sable, argile, limon et la matière organique.

Le facteur d'érodibilité du sol a été calculé par la formule (2) de Williams (1995) :

$$K_{USLE} = f_{\text{SabGros}} \cdot f_{\text{arg-lim}} \cdot f_{\text{CarOrg}} \cdot f_{\text{TeneurSab}} \quad (\text{III, 61})$$

Où :

f_{SabGros} : est un facteur qui abaisse l'indicateur K dans les sols avec forte teneur en sable grossier et plus élevée pour les sols avec un peu de sable.

$f_{\text{arg-lim}}$: donne de faibles facteurs d'érosion du sol pour les sols avec taux élevés d'argile à limon.

f_{CarOrg} : réduit les valeurs de K dans les sols avec teneur élevée en carbone organique.

$f_{\text{TeneurSab}}$: abaisse les valeurs K pour les sols à très forte teneur en sable.

Avec :

$$f_{\text{SabGros}} = \left(0.2 + 0.3 * \exp \left(-0.256 * m_s \cdot \left(1 - \frac{m_{\text{lim}}}{100} \right) \right) \right) \quad (\text{III, 62})$$

$$f_{\text{arg-lim}} = \left(\frac{m_{\text{lim}}}{m_{\text{arg}} + m_{\text{lim}}} \right)^{0.3} \quad (\text{III, 63})$$

$$f_{\text{TeneurSab}} = \left(1 - \frac{0.7 * \left(1 - \frac{m_s}{100} \right)}{\frac{m_s}{100} + \exp \left(-5.5 + 22.9 * \left(1 - \frac{m_s}{100} \right) \right)} \right) \quad (\text{III, 64})$$

$$f_{\text{CarOrg}} = \left(1 - \frac{0.25 * m_{\text{carorg}}}{m_{\text{carorg}} + \exp(3.72 - 2.95 * m_{\text{carorg}})} \right) \quad (\text{III, 65})$$

Où :

m_s : la teneur en fraction de sable (0.05-2.00 mm de diamètre) [%].

m_{lim} : la teneur en fraction de limon (0,002-0,05 mm de diamètre) [%].

m_{arg} : la teneur en fraction d'argile(0.002<diamètre) [%].

m_{carorg} : la teneur en carbone organique (SOC) [%].

Remarque :

Facteur de l'érodibilité K de sol égale à :

$$K = 0.1317 * K_{USLE} \quad (\text{III, 66})$$

Application numérique :**Tableau III-49 :** Résultats de l'extraction des données de l'utilisant la carte numérique du sol du monde DSMW.

Échantillon de sol :	m_s (Sable) Sol supérieur %	m_{lim} (Limon) Sol supérieur %	m_{arg} (Argile) Sol supérieur %	m_{carorg} Carbone organique %
BC	40.1	21.5	38.4	1.44
BK	81.6	6.8	11.7	0.44
JC	39.6	39.9	20.6	0.65

Tableau III-50 : Valeur de facteur K dans défirrent surface.

$f_{SabGros}$	$f_{arg-lim}$	f_{CarOrg}	$f_{TeneurSab}$	K_{USLE}	K
0.2001	0.7354	0.8226	0.9999	0.1210	0.0159
0.2000	0.7406	0.9906	0.7185	0.1054	0.0139
0.2007	0.8826	0.9758	0.9999	0.1728	0.0228

4).Facteur topographique (LS) :

La longueur, la forme et surtout l'inclinaison de pente sont des paramètres qui influencent considérablement l'érosion des sols (Roose, 1994). La longueur de pente conditionne la vitesse de ruissellement et le transport des particules croît en fonction de la longueur de la parcelle. De même, les transports solides croissent de façon exponentielle avec le pourcentage de pente (Zingg, 1940 ; Hudson, 1973 ; Roose, 1994).

Les facteurs L (longueur de pente) et S (angle de la pente en %) sont le plus souvent combinés en un facteur unique adimensionnel LS afin de définir l'effet de l'érosion en ruissellement.

Le facteur LS peuvent être calculés selon l'équation de Wischmeier, elle constitue l'équation de référence, la plus utilisée permettant de définir le facteur LS et se définit par :

$$LS = \left(\frac{\lambda}{22.1} \right)^m * (65.4 \sin^2 \theta + 4.56 \sin \theta + 0.065) \quad (\text{III, 67})$$

Où :

λ : La longueur de pente en mètre,

θ : L'inclinaison de la pente en %,

m : Le facteur établi en fonction de la pente

Dans notre travail, L et S ont été déterminé dans ArcGIS (Calculatrice raster) par les formules suivantes (Desmet et al.,1996) :

$$L_{i,j} = \frac{(A_{i,j} + D^2)^{m+1} - A_{i,j}^{m+1}}{X^m D^{m+2} * (22.13)^m} \quad (\text{III, 68})$$

Telle que : $m = \frac{F}{1+F}$ et : $F = \frac{\sin(\beta)/0.0896}{3*\sin^{0.8}(\beta)+0.56}$ (III, 69)

Où :

β : Pente du niveau de pixel (doit être exprimée en radians).

$A_{i,j}$: Accumulation de flux ou niveau de pixel.

D : Taille de cellule (pixel).

X : coefficient de forme (x=1 pour systèmes pixelisé).

Facteur S :

Si :

$$\tan(\beta) < 0.09$$

$$\tan(\beta) > 0.09$$

$$S_{i,j} = 10.8 * \sin(\beta_{i,j}) + 0.03$$

$$S_{i,j} = 16.8 * \sin(\beta_{i,j}) - 0.5$$

(III, 70)

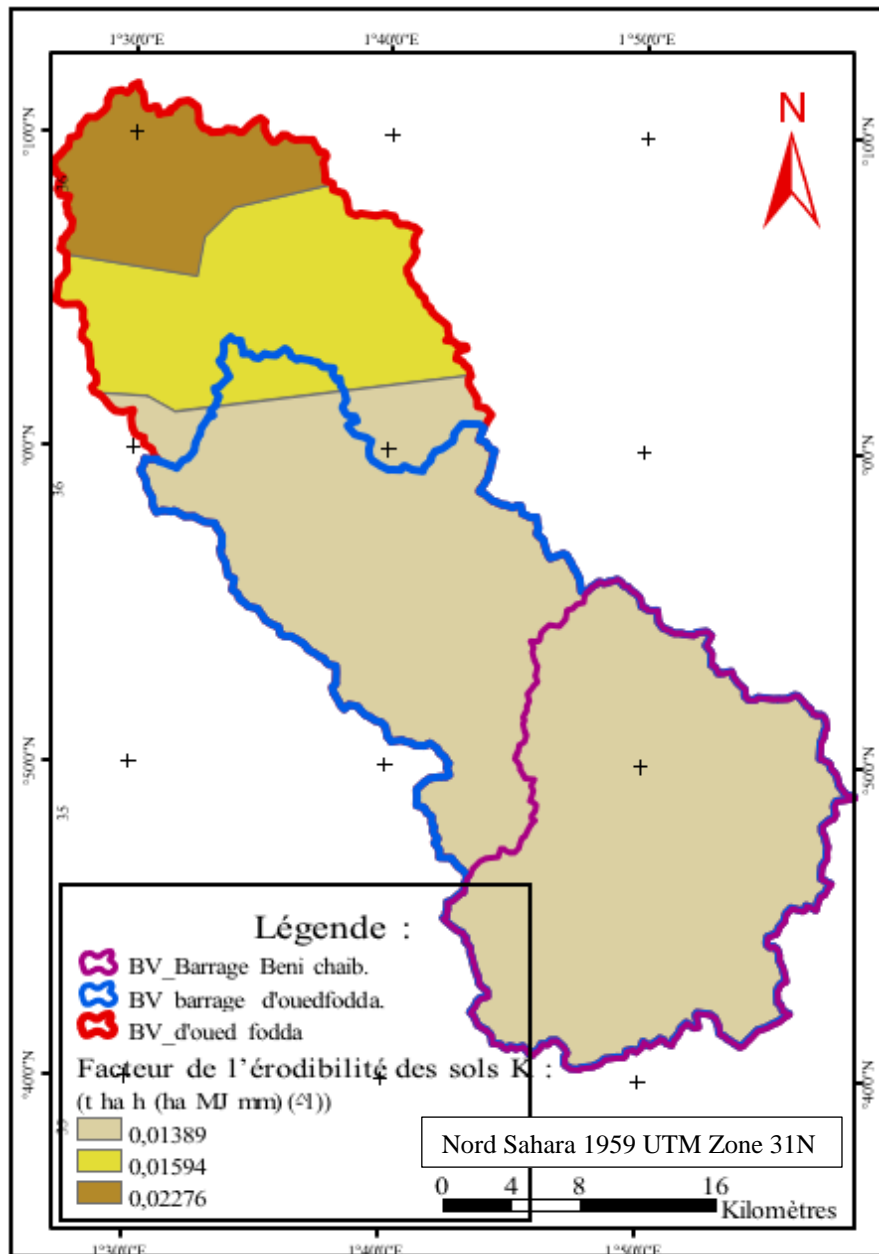


Figure III-24 : Carte de facteur de l'érodibilité de sols K dans le bassin versant d'oued fodda.

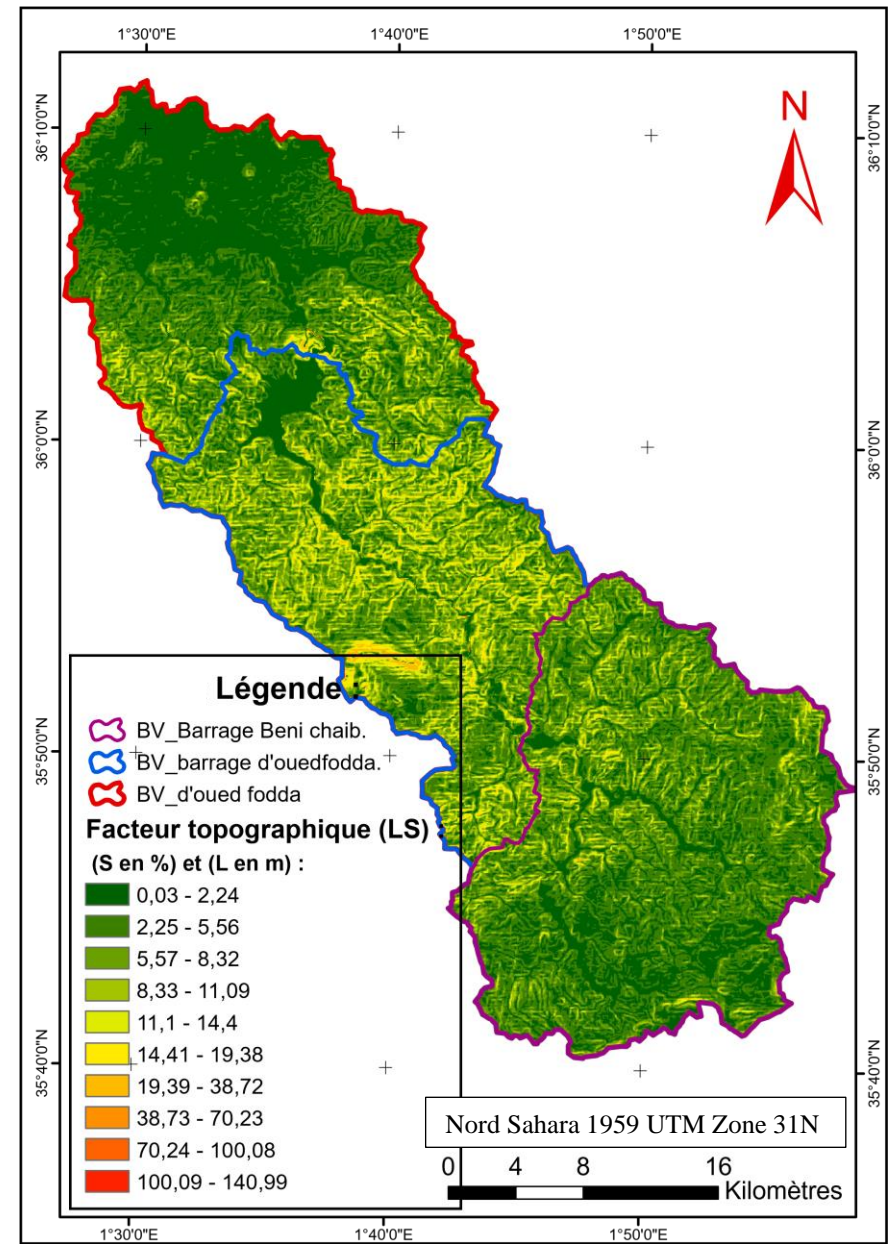


Figure III-25 : Carte de facteur topographique LS dans le bassin versant d'oued fodda.

5).Le facteur de pratique antiérosives (P) :

Le facteur P prend en compte les pratiques de conservation du sol. Les pratiques antiérosives concernent toutes les techniques culturales mises en œuvre pour diminuer le ruissellement et l'érosion, telles que le labour en courbe de niveau, le buttage, ou le billonnage en courbe de niveau. En l'absence de données et en raison d'impossibilité d'effectuer une mission sur le terrain, on suppose que bassin versant d'oued Fodda, il n'existe pas d'aménagements antiérosifs, donc : une valeur de « 1 » a été arbitrairement affectée au facteur P.

C). Estimation de pertes de sol

La multiplication des paramètres de l'équation USLE a permis d'obtenir la carte des pertes en sols en tout point du bassin versant.

Les résultats des statistiques des cellules de pixel pour les deux bassins versant :

Tableau III-51 : Les statistiques des cellules de pixel pour chaque bassin versant.

Bassin versant :	De Barrage de Beni Chaib.	De Barrage oued fodda.	D'Oued fodda.
Nombre de cellule :	136948	251719	358950
Minimum (t/ha/an) :	0	0	0
Maximum (t/ha/an) :	84,0642	249,1583	249,1583
Somme (t/ha/an) :	1355010,576	2435845,311	3136584,813
Moyenne (t/ha/an) :	9,8943	9,6768	8,7382
Écart type (t/ha/an) :	6,4064	6,6140	6,5293

Calcul de l'apport solide moyen à exutoire :

On calcule l'apport solide par l'équation suivante :

$$A_{\text{solide}} = \text{Moyenne} * \text{Surface}$$

Tableau III-52 : Calcul de l'apport solide pour chaque bassin versant.

Bassin versant :	Surface (km ²) :	Moyenne :	Apport solide (t/an)
BV_ouedfodda :	1124.578	8.7382	982678.748
S_BV_barrage :	788.159	9.6768	762689.112
S_BV_barrage_B :	428.561	9.8943	424032,981

Remarque :

Malgré les critiques adressées sur l'utilisation abusive de l'USLE dans des conditions autres que celles où elle a été élaborée, il semble, en pratique, que l'approche de modélisation par l'emploi des facteurs de l'USLE demeure une stratégie acceptable pour évaluer l'érosion hydrique des sols (Renard et al. 1997).

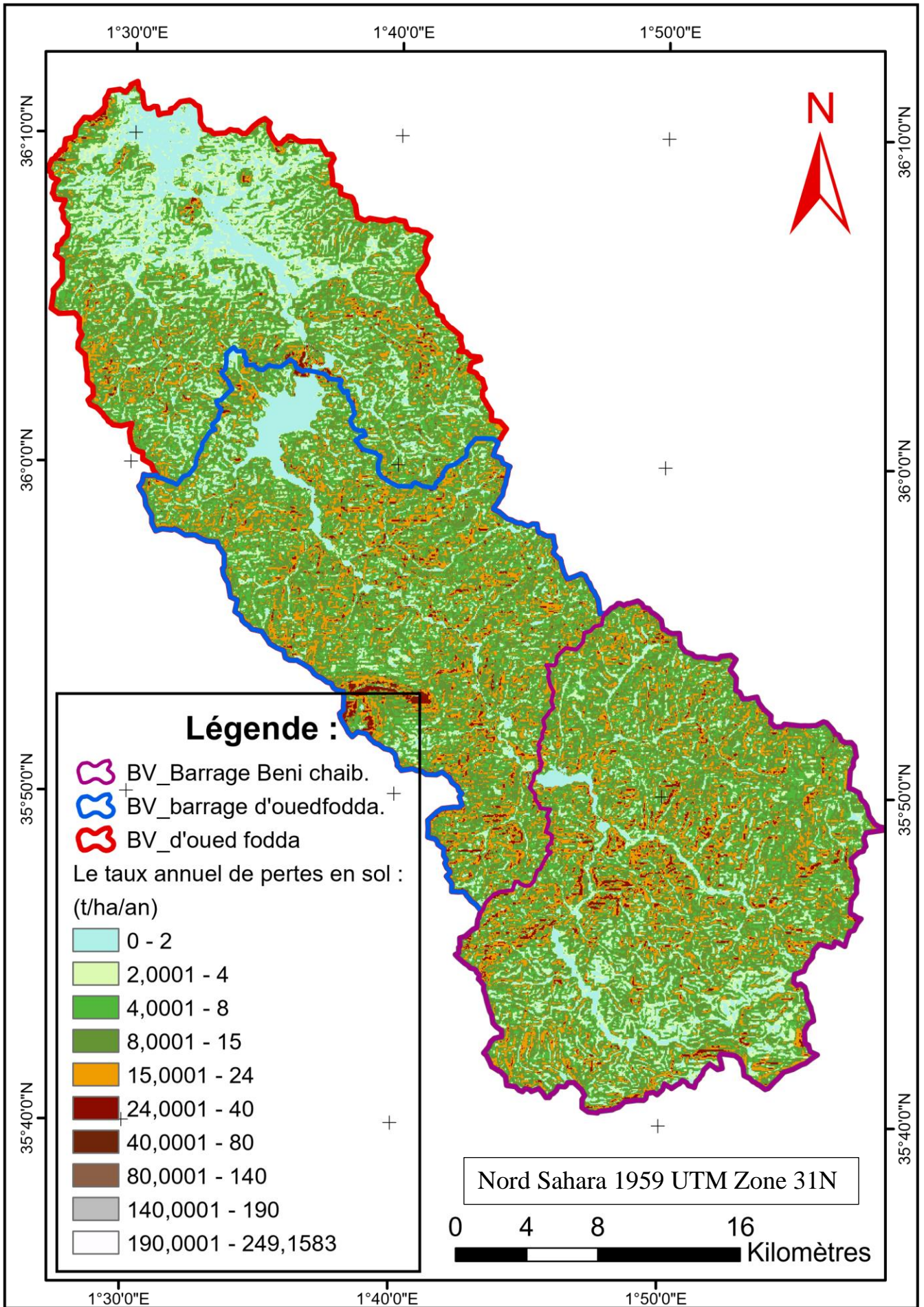


Figure III-26 : Carte de perte en sol en (t/ha/an) dans le bassin versant d'oued fodda.

2. Méthode de TIXERONT :

Celle-ci tient compte de la perméabilité du bassin versant et de la lame d'eau ruisselée L_i , le débit de transport solide Q_s est donné par la formule suivante :

$$Q_s = \left(\sum_{i=1}^h S_i \times T_i \right) * S \quad (\text{III, 71})$$

Où :

S_i : surfaces correspondantes aux différentes perméabilités du bassin versant en (%).

S : surface de bassin versant.

Pour Algérie de nord :

$T_i = 0.75 * L_i^{0.15}$: bassin versant à forte perméabilité.

$T_i = 350 * L_i^{0.15}$: bassin versant à perméabilité moyenne.

$T_i = 1400 * L_i^{0.15}$: bassin versant à faible perméabilité.

Ont supposé que le bassin versant à faible perméabilité.

Tableau III-53 : Calcul débit solide pour chaque bassin versant.

Bassin versant :	Surface (km ²) :	La lame d'eau ruisselée :	Débit de transport solide (t/an) :
BV_ouedfodda :	1124.578	35.168	952883.418
S_BV_barrage_A :	788.159	37.095	673192.364
S_BV_barrage_B :	428.561	39.697	369789.296

L'effet des barrages :

La retenue d'un barrage joue le rôle d'un énorme décanteur. Les matériaux solides transportés par le cours d'eau sont déposés du fait du ralentissement de la vitesse.

On peut considérer que les deux barrages un outil d'aménagement ponctuelle, ou un obstacle artificiel des sédiment (transport solide), donc :

Tableau III-54 : Apport solide pour chaque bassin versant par différentes formules.

Bassin versant :	Surface (km ²) :	Apport solide (t/an)	
		L'équation USLE :	Méthode de TIXERONT :
S_BV_barrage_B :	428.561	424032,981	369789.296
S_BV_barrage_A :	788.159	338656.131	303403.068
BV_ouedfodda :	1124.578	219989.636	279691.054

Conclusion :

Les calculs et les méthodes traités dans ce chapitre nous ont permis d'avoir plusieurs résultats afin de choisir les méthodes qui conviennent pour déterminer l'hydrogramme de crue de la zone d'étude ainsi que le débit de dimensionnement.

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

Introduction :

Dans cette étape on va construire un système qui s'approche de la réalité, pour étudier le comportement de l'écoulement dans les cours d'eaux non aménagés. Pour simuler les différentes crues déterminées précédemment, et déterminer les zones inondables. Le but est d'obtenir une carte des zones inondables du secteur d'étude. Donc, l'objectif de ce chapitre est d'étudier l'écoulement des eaux dans l'oued à aménager pour assure une protection régulière contre les inondations.

Ainsi, une bonne connaissance de l'état des lieux, une détermination des facteurs entrainant et accentuant ce phénomène avec la localisation des zones qui sont exposées aux risques d'inondation, s'avère indispensable.

Pour ce faire, nous entamons cette partie avec une description générale des cours d'eau et les différents ouvrages existants afin de recenser toutes les anomalies et les causes qui peuvent surgir durant les périodes de crue.

Le code de calcul HEC-RAS, nous permet de modéliser les données hydrologiques suivant des critères morphométriques de la zone d'étude, dans le but de déterminer comment la crue centennale manifeste dans le cours d'eau ainsi les hauteurs d'eau résultantes et localiser les zones où il y a un débordement. La base de données géométrique nécessaire à l'application de ce modèle sera générée par l'outil RAS Mapper.

Avec l'utilisation du code RAS Mapper et logiciel Arc GIS, une classification des zones inondables « zonage » a été faite, en classant les zones inondables causées pour Oued Fodda par la crue centennale et déterminée une carte d'Aléa d'inondation.

IV.1. Généralisation sur l'hydraulique fluviale.

Comprendre le fonctionnement d'un système de protection ne peut se faire sans comprendre son comportement hydraulique.

IV.1.A. Écoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est caractérisé par l'existence d'une surface libre en contact direct avec l'air ambiant, donc la surface de l'écoulement a une pression égale à la pression atmosphérique.

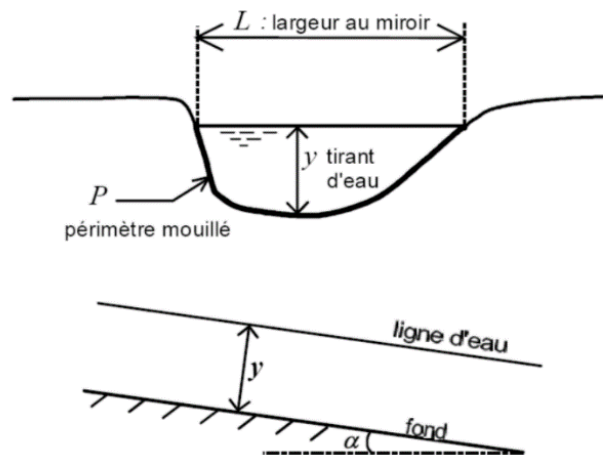


Figure IV-1 : Écoulement à surface libre.

Dans ce cas la force prédominante est celle de la gravité, le mouvement est dû principalement à la **pente du canal**.

IV.1.B. Les canaux :

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique.

L'étude hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante : pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit ; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer.

On distingue deux catégories de canaux :

1. Les canaux naturels :

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre ; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

2. Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage et de protection) 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.

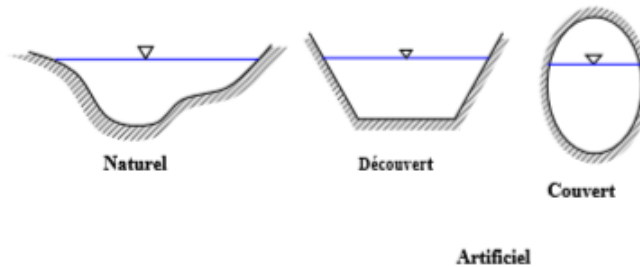


Figure IV-2: Type des canaux.

3. Géométrie des canaux :

La section (transversale) d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement, ou la section occupée par le liquide.

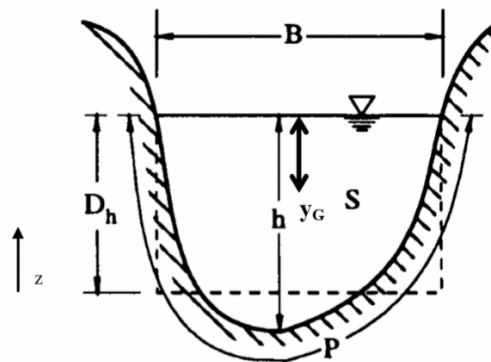


Figure IV-3 : Éléments géométriques de la section.

Les éléments géométriques d'une section, ou surface mouillée, S, sont les suivants :

- Le périmètre mouillé, P, du canal, formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit y compris les berges, mais ne comprenant pas la surface libre.
- Le rayon hydraulique, R_h , donnée par le quotient de la surface mouillée, S, et du périmètre mouillé, P, donc :

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

Il est souvent choisi comme longueur de référence.

- La largeur (superficielle), B, du canal à sa surface libre.
- Profondeur hydraulique, D_h , du canal défini par :

$$D_h = \frac{S}{B}$$

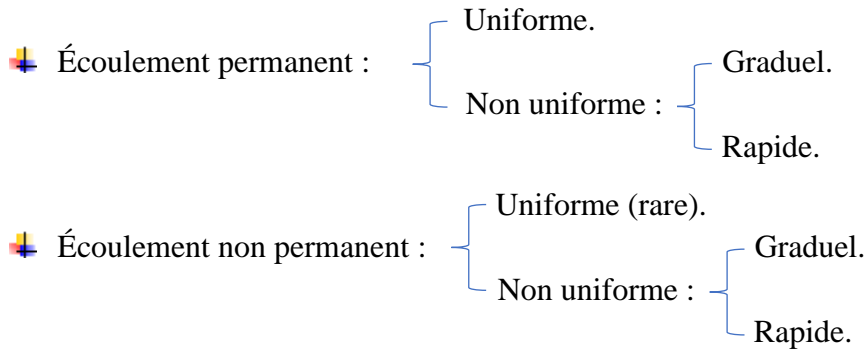
- La profondeur, h, ou hauteur d'eau est considérée comme la profondeur maximum.

IV.1.C. Les écoulements dans les canaux :

1. Type des écoulements :

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

Les type d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale, peuvent être résumés ainsi :



A). Ecoulement uniforme et non uniforme :

L'écoulement est uniforme si pour une longueur donnée du canal, la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal restent constantes :

$$\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad \text{et} : \quad \frac{\partial D_h}{\partial x} = 0 \quad (IV. 1)$$

Dans ce cas la ligne de charge, la surface d'eau ainsi que le radier sont parallèles.

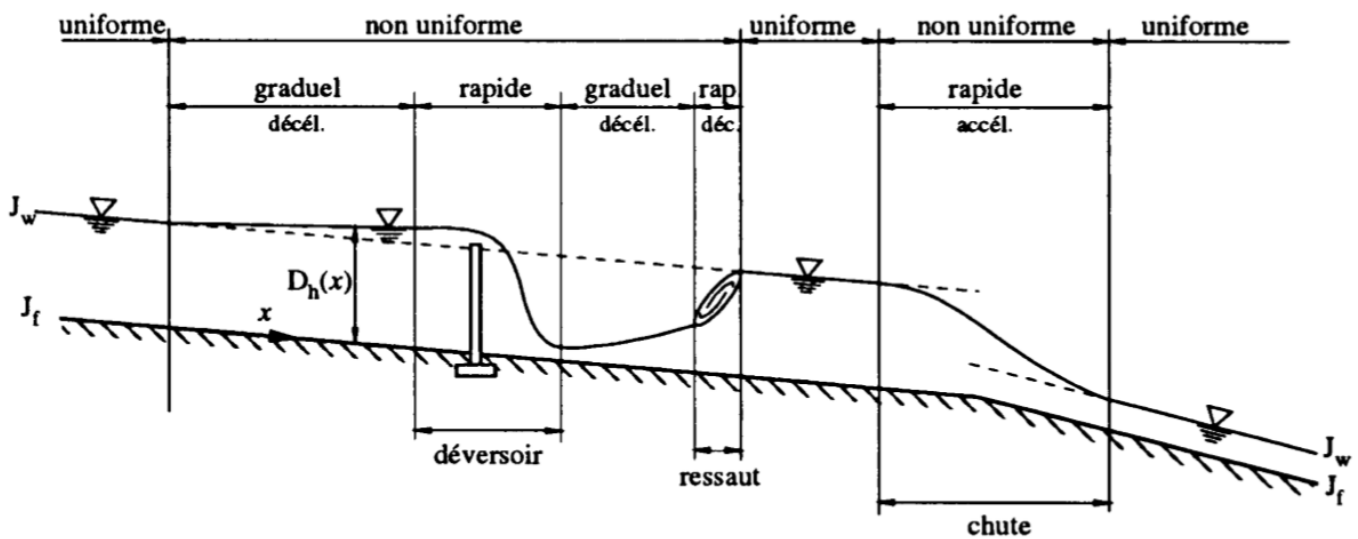


Figure IV-4 : Schéma des écoulements uniforme et non uniforme.

B). Ecoulement permanent et non permanent :

Si les caractéristiques de l'écoulement (Vitesse, profondeur, débit) restent Constantes dans une section du canal, et ne change pas par rapport au temps, l'écoulement est dit permanent.

$$\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad \text{et} : \quad \frac{\partial D_h}{\partial x} = 0 \quad (IV. 2)$$

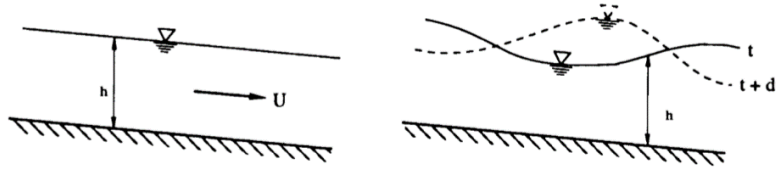


Figure IV-5 : Schéma des écoulements permanents et non permanents.

2. Régime d'écoulement :

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces suivantes :

- Forces d'inertie.
- Forces de gravité.
- Force de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombre nombres adimensionnels suivants :

- Le nombre de Froude, qui est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie où :

$$\frac{\rho g}{\frac{\rho U_c^2}{L_c}} = \frac{gL_c}{U_c^2} = Fr^{-2} \quad \text{et: } Fr = \frac{U_c}{\sqrt{gL_c}} \quad (\text{IV. 3})$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit (Graf & Altinakar, 1991, chap.FR.3) :

- Écoulement fluvial $Fr < 1$.
- Écoulement torrentiel $Fr > 1$.
- Écoulement critique $Fr = Fr_c = 1$.

Dans **la pratique**, on rencontre ces trois types d'écoulement.

- Le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie où :

$$\frac{\mu U_c / L_c^2}{\rho U_c^2 / L_c} = \frac{\nu}{U_c L_c} = Re^{-1} \quad \text{et: } Re = \frac{U_c L_c}{\nu} \quad (\text{IV. 4})$$

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

- Écoulement laminaire $Re < 500$.
- Écoulement torrentiel $Re > 2000$.
- Transition $500 < Re < 2000$.

Les expériences avec différents canaux artificiels montrent que l'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds, Re , atteint des valeurs supérieures à 2000 (Chow, 1959. P10).

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

Conséquence :

Par conséquence, les effets du nombre de Reynolds, Re , et du nombre de Froude, Fr , donnent quatre régimes d'écoulement :

- ✓ Fluvial- Laminaire $Fr < 1$, $Re < 500$.
- ✓ Fluvial - Turbulent $Fr < 1$, $Re > 2000$.
- ✓ Torrentiel - Laminaire $Fr > 1$, $Re < 500$.
- ✓ Torrentiel- Turbulent $Fr > 1$, $Re > 2000$.

IV.2. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non Aménagé.**IV.2.A. Etat de la zone d'études :**

Nous intéressons à la partie de la vallée d'oued Fodda qui traverse la ville. En effet, cette zone est bordée de constructions exposées à un risque d'inondation. Dans cette partie de l'étude, il existe des ouvrages d'infrastructures routières, il s'agit de l'aval vers l'amont suivant le point kilométrique :

- Pont de RN 04 (PK96).
- Pont de Sidi Amar (PK3367).

Ces ouvrages peuvent avoir des conséquences, notamment occasionner des pertes de charge locales et inciter des embâcles (accumulations de bois flottants) d'une coté. De l'autre côté, ils peuvent être eux-mêmes mis en danger par la dynamique de l'Oued, de façon spéciale les phénomènes d'érosion éventuels (érosion du fond, érosion des berges).



Figure IV-6 : Pont Sidi Amar “Oued fodda-SIKASIK” (Août 2020).



Figure IV-7: Inondations à Oued Fodda 2019 (pont Sidi Amar).

Après l'observation de terrain et l'état d'Oued nous constatons que les problèmes du phénomène des inondations de la zone d'étude sont résumés ci-dessous :

- Les décharges publiques au niveau du lit d'oued faisant obstacle à l'écoulement.
- L'absence des opérations de curage et de nettoyage du cours d'eau.

IV.2.B. Modélisation hydraulique :

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'entrées 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).

A). Les équations mises en jeu :

La procédure de base de calcul du logiciel HEC-RAS pour les écoulements permanents est basée sur la solution de l'équation de conservation de l'énergie à une dimension. Les pertes d'énergie sont évaluées par les frottements et les effets de contraction / expansion. L'équation de quantité de mouvement est également utilisée dans les situations d'écoulement rapidement varié, par exemple au niveau de ressauts hydrauliques, de ponts et de confluences.

Pour les écoulements non permanents, le logiciel résout l'ensemble dynamique des équations de Saint-Venant par la méthode des différences finies.

2. Etapes de simulation HEC-RAS :

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

A). Modélisation de la rivière (données géométriques) :

Dans ce projet, Nous avons utilisé le levé topographique fourni par le Bureau d'études BETEX et le modèle numérique de terrain exporté d'Autodesk Infra-Works, Et nous avons construit un modèle final de terrain en utilisant Civile 3D (surface, ligne de rupture, courbe de niveau, couplé les deux modèles...), finalement exportée forme DEM.

Ce modèle importé dans RAS MAPPER suit la projection NORD SAHARA ZONE 31N, et nous utilisons ce modèle pour compléter les données géométriques nécessaires pour la modéliser les zones inondables (2D) et la rivière (1D).

B). Modélisation 2D (Écoulements bidimensionnels) et estimation des aléas d'inondation :

A partir de la version 5 de HEC-RAS, ce modèle permet d'effectuer une modélisation 2D ou combiner une modélisation 1D / 2D, de façon très simple et rapide. Voici les étapes de base pour effectuer la modélisation 2D (ou combinée 1D / 2D) dans HEC-RAS :

- ✓ Créez un ensemble de zones de classification de l'occupation du sol dans HEC-RAS Mapper afin caractériser les valeurs de Manning. Coefficient de Manning qui caractérise la nature du canal telle que :

$$N = \frac{1}{K_s} \quad (IV.5)$$

Où :

K_s : coefficient de Strickler.

Les valeurs de K_s sont données par les tableaux suivants pour les canaux artificiels et naturels. K_s est liée directement à la rugosité des parois du canal, elle fut exprimée suivant plusieurs formules, la plus utilisée est celle de Strickler :

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

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

Source : Cours hydraulique appliquée

Suivent l'occupation du sol :

Tableau IV-2 : Coefficient de Manning.

Nature des parois :	K_s :	N :
Rivière de plaine, sans végétation arbustive :	40	0.025
Lit majeur en prairie :	22.22	0.045
Lit majeur urbanisé :	15	0.066667

HEC-RAS permet également le dessin des polygones qui peuvent être utilisés pour remplacer les données de l'occupation du sol ou les zones d'étalonnage.

- ✓ Dans l'éditeur de géométrie, tracez un polygone de frontière pour chacune des zones de modélisation 2D. Une possibilité d'importer les coordonnées X et Y de la limite à partir d'une autre source est valable.
- ✓ Placez les lignes de rupture "break lines" d'écoulement dans la zone 2D de manière à représenter des obstacles importants, tels que : digues, routes, remblais naturels, structures hydrauliques. Etc...
- ✓ Créer le maillage de calcul 2D pour chaque zone de modélisation 2D.
- ✓ Modifiez le maillage afin de l'améliorer, tels que : ajouter des lignes de rupture supplémentaires, augmenter ou diminuer la densité des mailles selon le besoin, Ajouter ou Supprimez les centres des mailles si nécessaire.
- ✓ Exécutez le "pre-processing" de la géométrie 2D dans le RAS Mapper afin de créer les tables de propriétés hydrauliques des mailles et de leurs faces.

- ✓ Ajoutez toutes les structures hydrauliques nécessaires à l'intérieur d'une zone d'écoulement 2D.
- ✓ Depuis l'éditeur de données de la géométrie, tracez les lignes de condition aux limites externes le long du périmètre des zones de flux 2D.
- ✓ Entrez les données des conditions aux limites et conditions initiales nécessaires pour la modélisation 2D dans l'éditeur de données de flux transitoires.
- ✓ Dans la fenêtre de débit transitoire, définissez les options de calcul et les paramètres nécessaires pour les zones de flux 2D.
- ✓ Exécutez la simulation.
- ✓ Examinez les résultats 2D, et exporté les résultat ou forma Raster afin examiné avec ARC GIS.

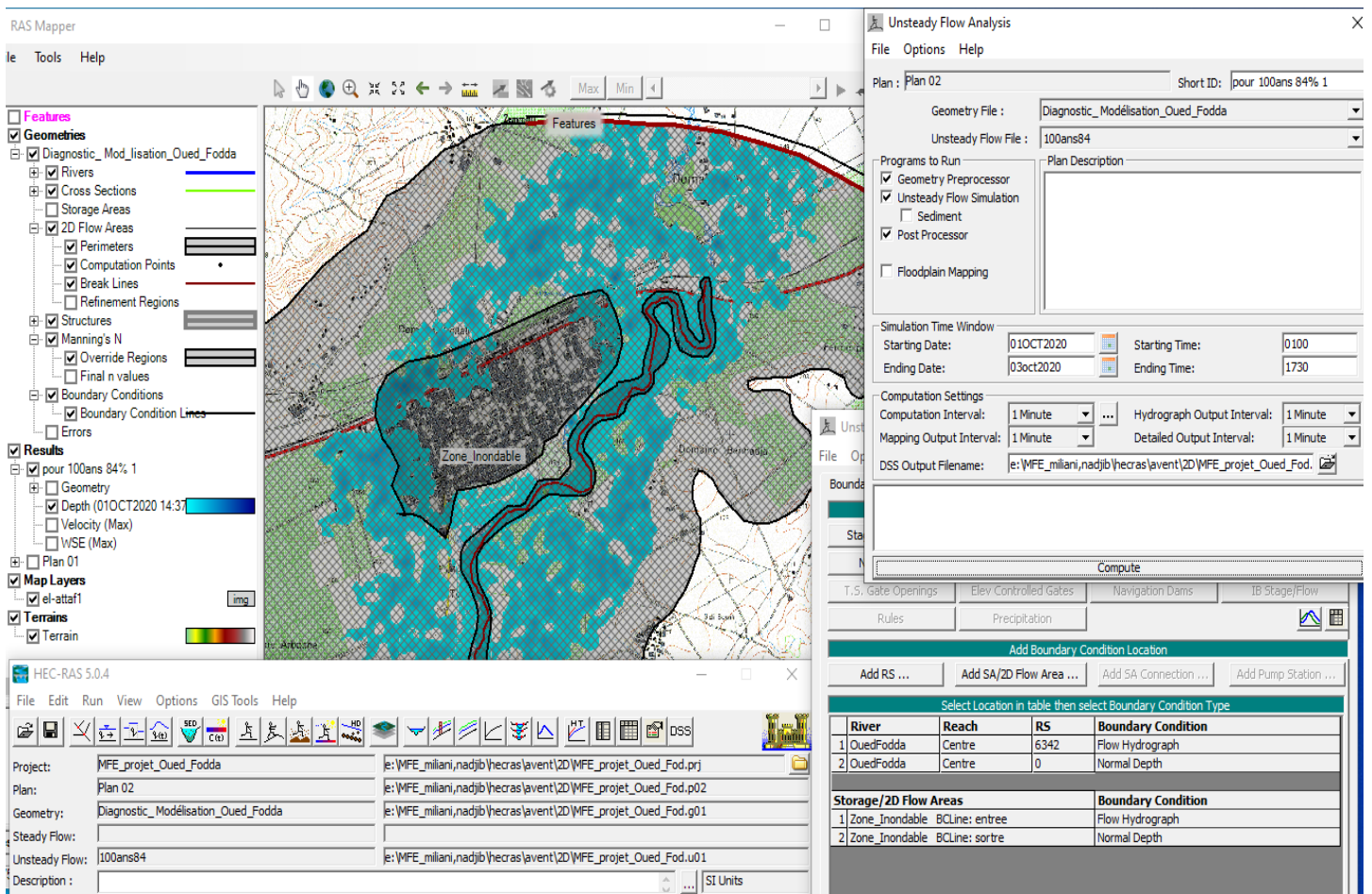


Figure IV-8 : Modélisation HEC RAS de la zone inondable.

Avantage et inconvénient de simulation 2D (Écoulements bidimensionnels) :

Avantages :

- Robuste ;
- Très bonne représentation des écoulements complexes en lits majeurs.

Inconvénients :

- Nécessité de disposer d'une topographie précise (type LIDAR) ;
- Représentation simplifiée et limitée des ouvrages hydrauliques ;
- Gourmand en temps de calculs.

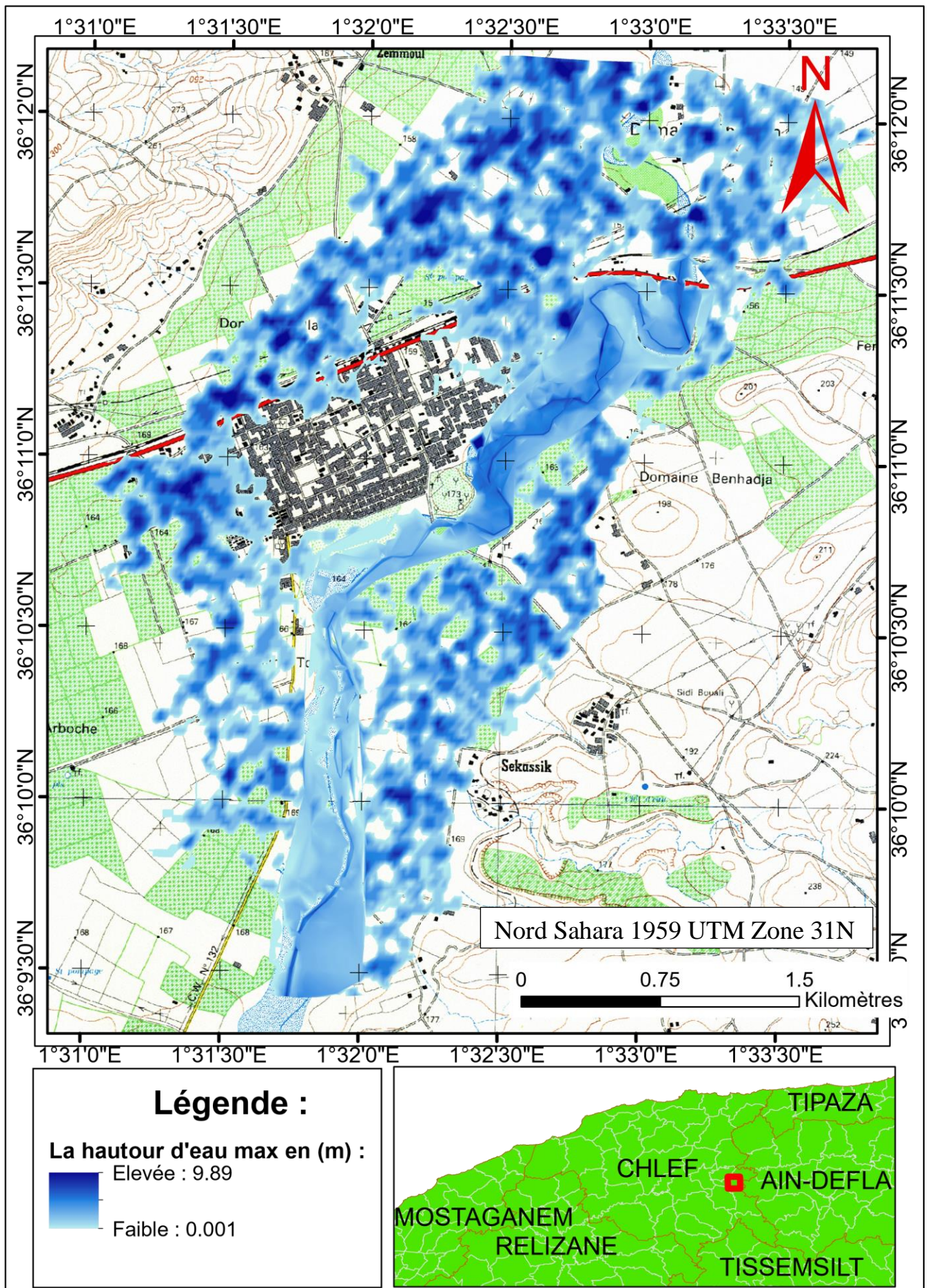


Figure IV-9 : La carte d'inondation dans la zone d'étude.

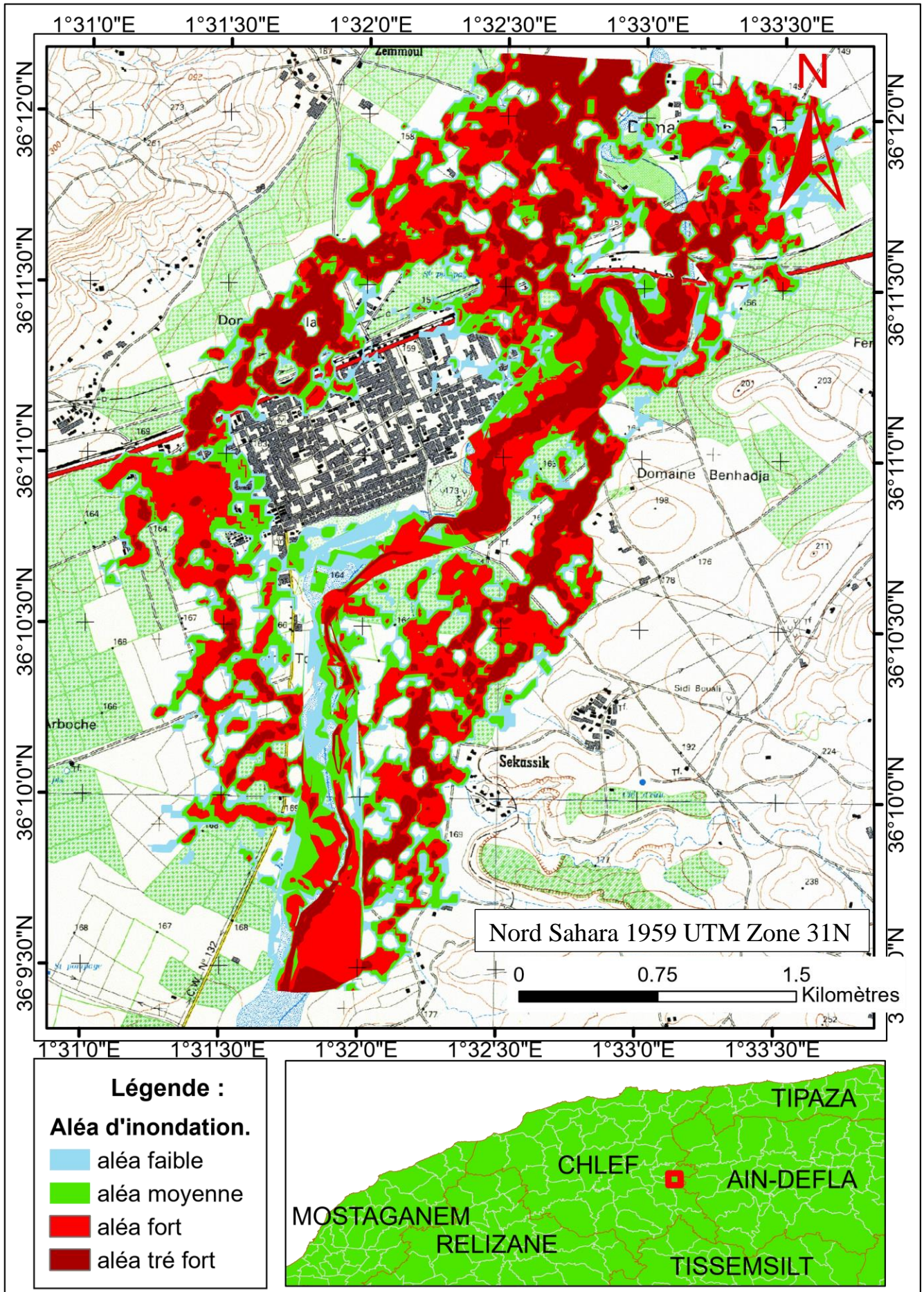


Figure IV-10 : La carte des Aléa d'inondation dans la zone d'étude.

C). Modélisation 1D (Écoulements unidimensionnels) :

Avec RAS Mapper, le travail consiste à définir l'axe de l'oued et deux autres types axes à gauche et à droite par les outils *Banks* et *Flow Paths*, ensuite on a produit les sections en travers manuelles pour plus de précisions.

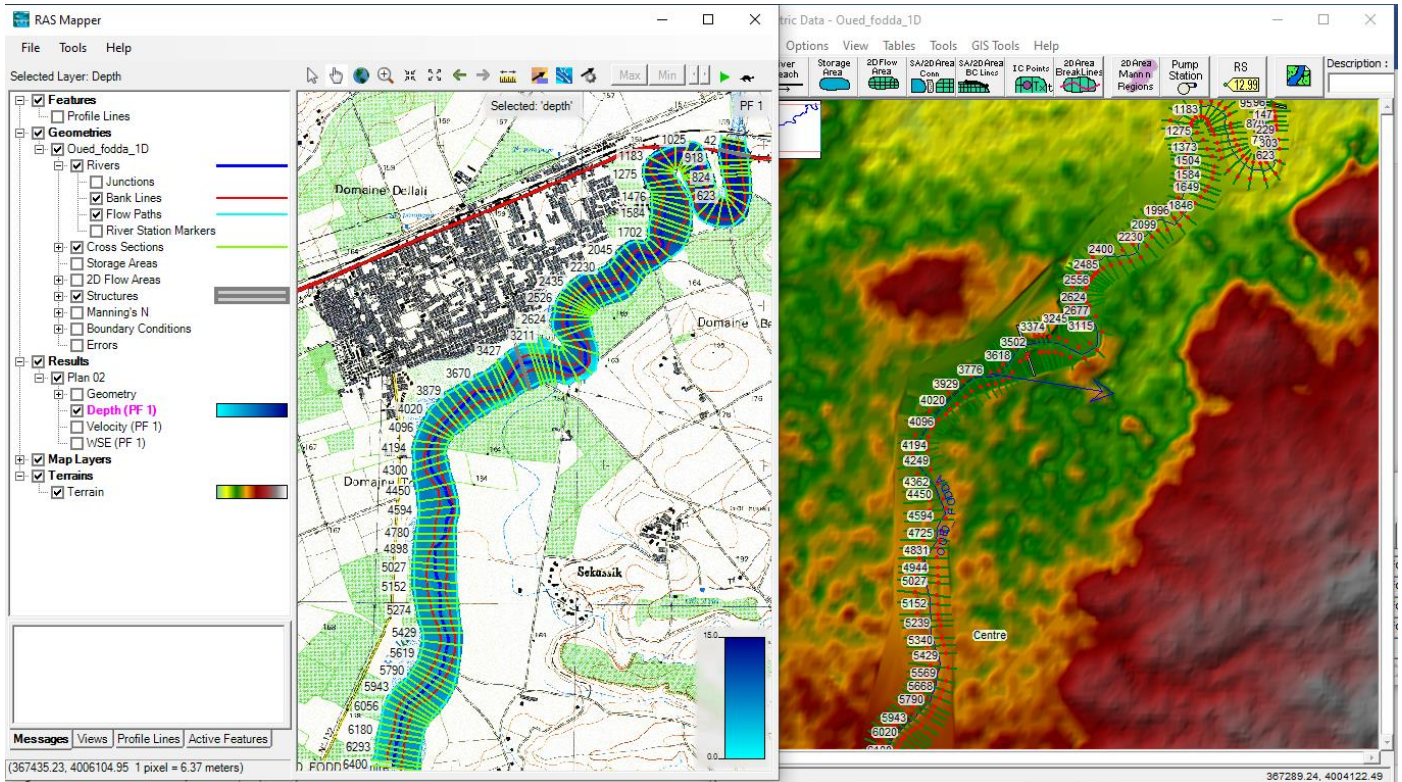


Figure IV-11 : Les profils en travers d'oued fodda.

1). Données hydrométriques et conditions aux limites :

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrées pour chaque oued et les conditions aux limites telles que 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.

Vu l'absence des informations (courbe débit-hauteur, la hauteur d'eau en amont...), nous devons choisir soit la hauteur critique comme condition aux limites d'où le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites

2). Simulation :

Après avoir introduit les données géométriques, hydrométrique et les conditions aux limites, nous devons choisir un régime Fluvial, Torrentiel ou mixte pour effectuer le calculs. Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation.

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 si dessous :

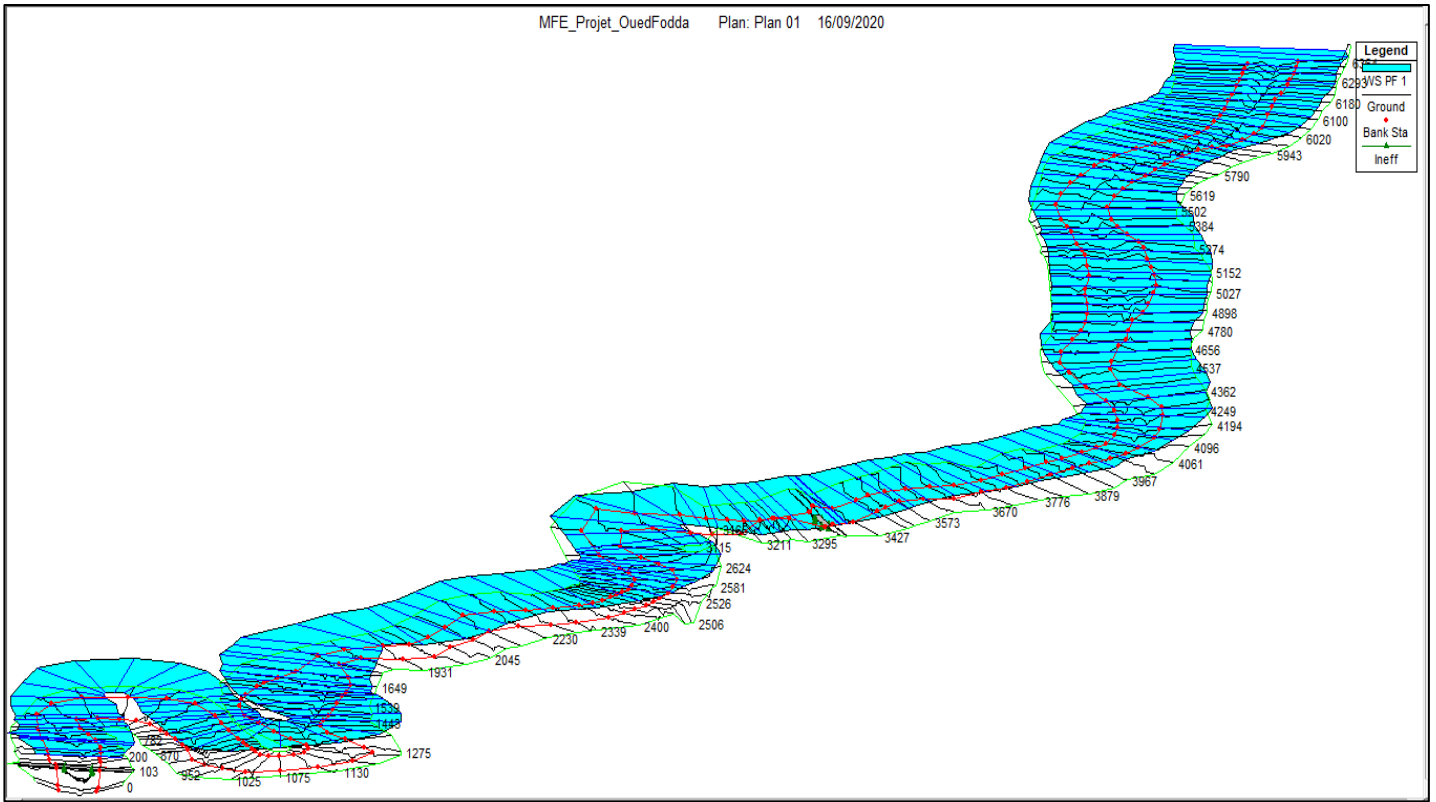


Figure IV-12 : Vue de Plan de cours d'eau en 3D d'Oued Fodda, après la simulation.

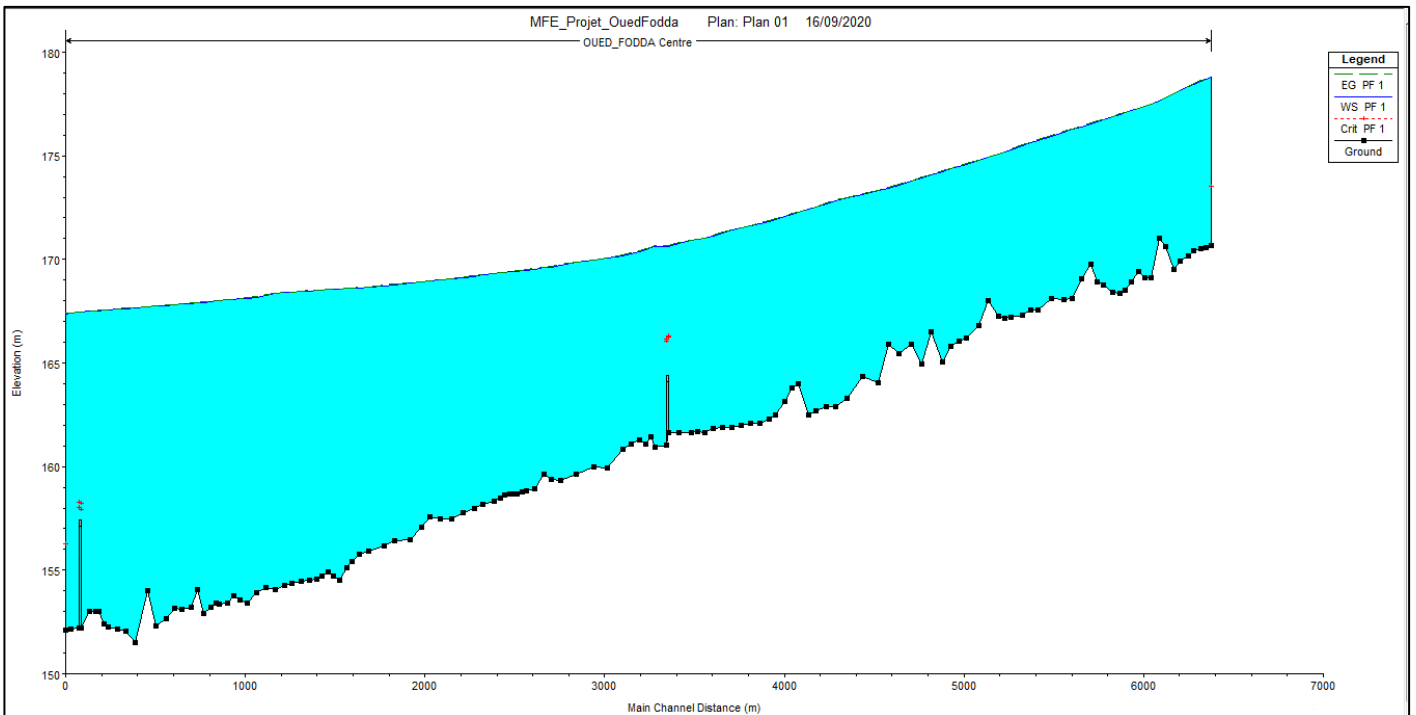


Figure IV-13 : Profil en long d'Oued Fodda, après la simulation.

Les figures suivantes représentent quelque section en travers d'oued Fodda :

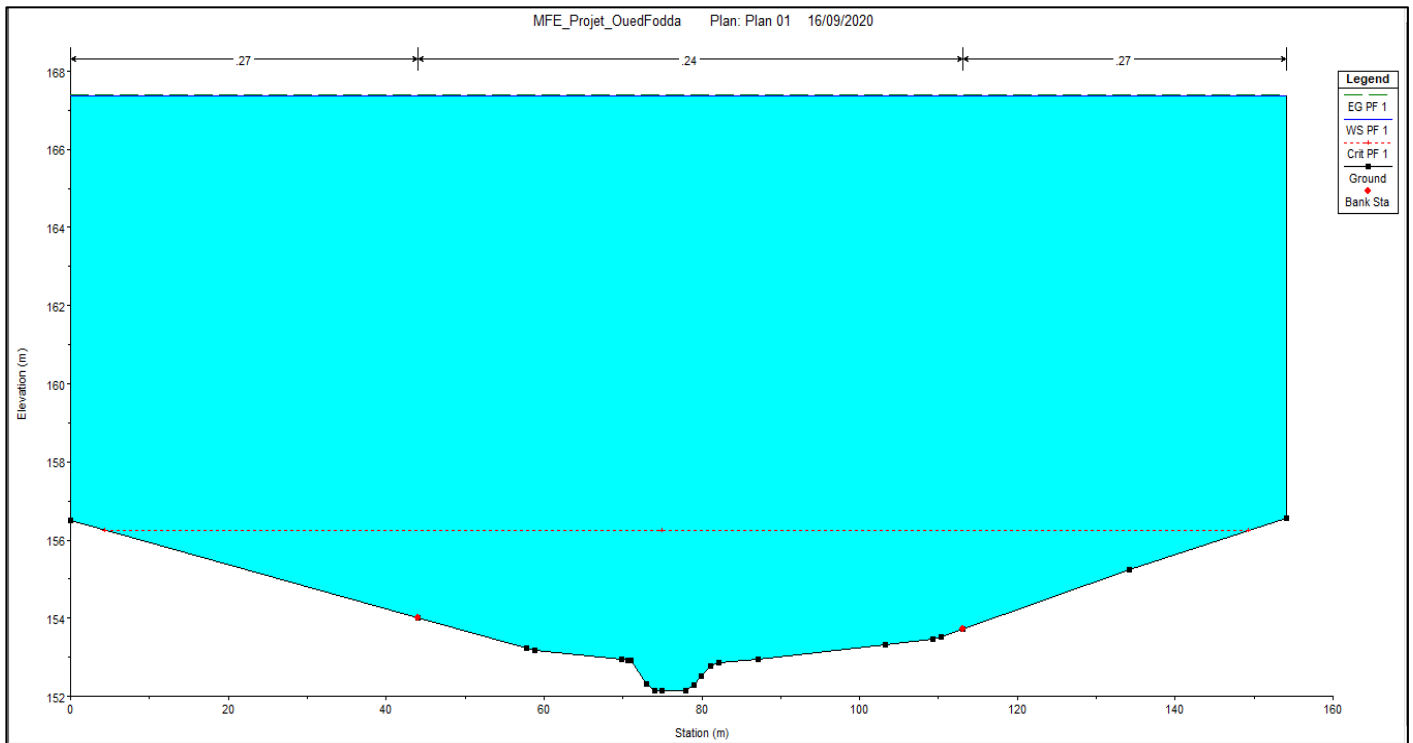


Figure IV-14 : Section en travers PK0 d'oued Fodda.

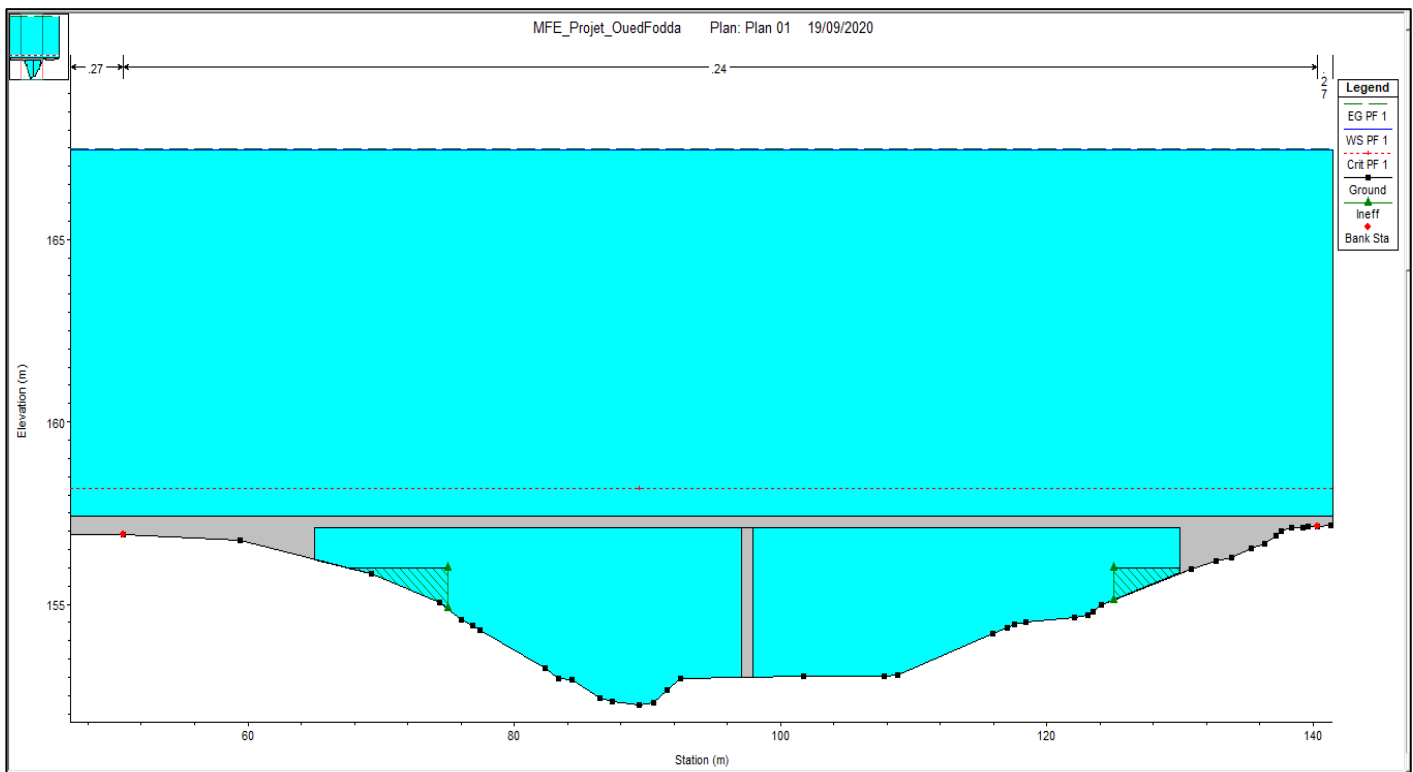


Figure IV-15 : Section en travers de pont du RN4 PK96 d'oued Fodda.

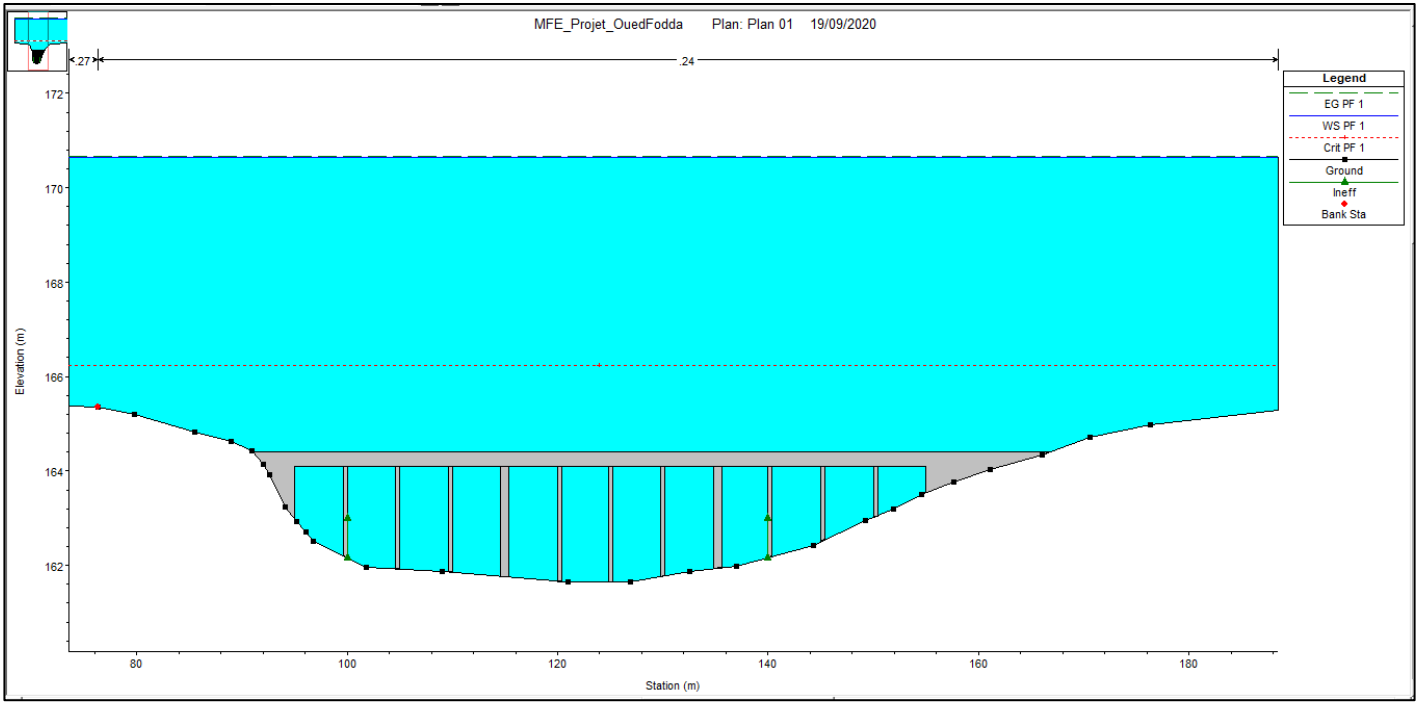


Figure IV-16 : Section en travers du pont Sidi Amar PK3367 d'oued Fodda.

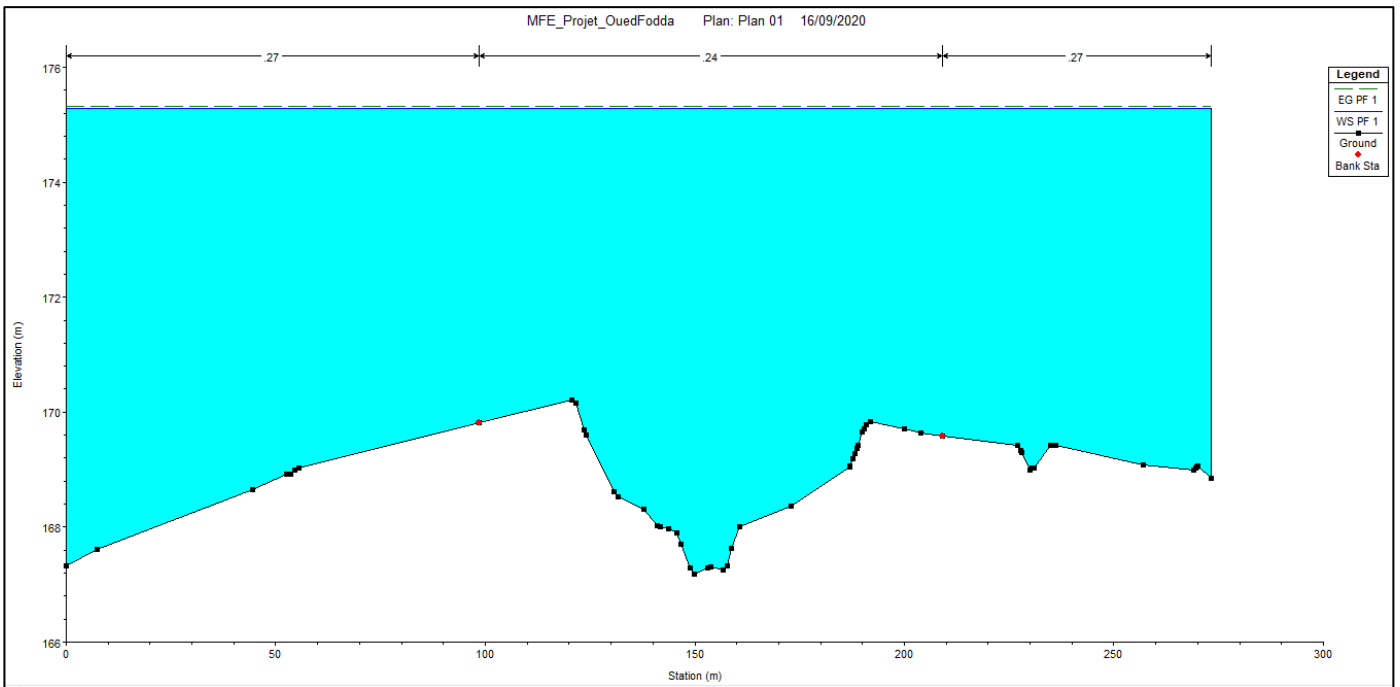


Figure IV-17 : Section en travers PK5274 d'oued Fodda.

Interprétation :

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de chaque oued, nous remarquons que tous les oueds sont inondés sur tous leurs longueurs, selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.46 et 0.95 m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 5.51 et 13.7 m.
- Le régime d'écoulement est un régime Fluvial – Turbulent sur le long de l'Oued Fodda, tel que les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0,12 et 0.04.

3).Les zones inondables 1D :

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.

Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec utilisation de l'application RAS-Mapper intégré dans HEC-RAS version 5.0.7.

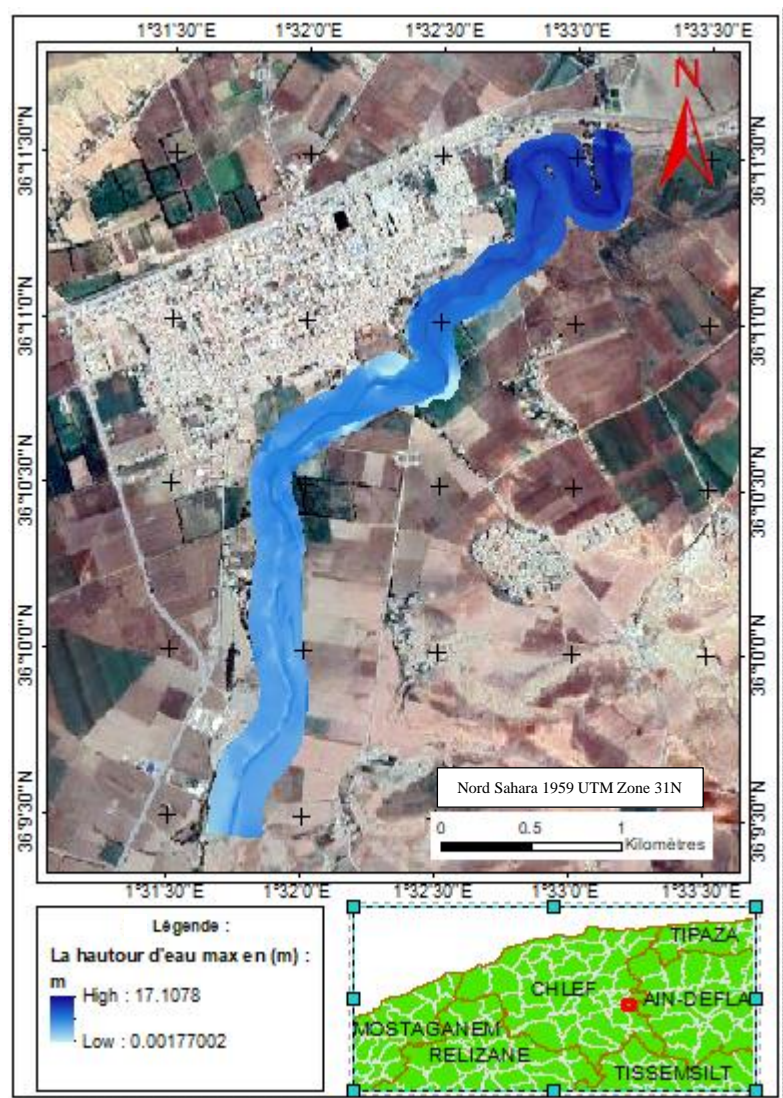


Figure IV-18 : Localisation des zones inondables par calcul unidimensionnelle (1D).

Avantage et inconvénient de simulation 1D (Écoulements unidimensionnels) :**Avantages :**

- Robuste ;
- Très bonne représentation des ouvrages hydrauliques et des écoulements en lits mineurs ;
- Besoins limités en topographie ;
- Peu gourmand en temps de calculs.

Inconvénients :

- Peu adapté à des écoulements complexes et multidirectionnels en lits majeurs.

IV.3. Comment savoir s'il faut aménager ou non.

Avant de se lancer dans cette aventure il faut tenir compte des points de vue suivants :

- ✓ **Point de vue morphologique** : le milieu fluvial est un milieu évolutif qui a besoin d'espace, il faut bien délimiter les lits mineur et majeur.
- ✓ **Point de vue Transport solide** : c'est ce dernier qui façonne le cours d'eau, si on protège des berges érodables, on va créer un déficit en sédiment de ce fait l'écoulement va attaquer des berges en aval pour combler ce déficit.
- ✓ **Point de vue écologique** : Le cours d'eau est un milieu riche en espèces animales et végétale qui contribuent à l'équilibre de l'écosystème, si on fixe le lit mineur cela influe négativement sur cet écosystème.
- ✓ **Délimitation de la zone menacée** : Cela dépend es ce que le cours d'eau est à morphologie fixe ou mobile, pour ce dernier il ne suffit pas de traité les zones menacées aux bordures des villes par exemple, mais traité le cours d'eau comme une entité unique indissociable, si on fixe une partie, le cours d'eau peut évoluer dans des zones où il a été fixe avant, donc on aura juste déplacé le problème.
- ✓ **Point de vue économique** : cette étude est menée en intégrant l'ensemble des risques et en tenant compte du coût de la réalisation de l'aménagement et de son entretien, aussi cette du terrain à protéger et ça productivité (valeur économique), cette étude aidera aussi au choix de la période de retour choisie pour le débit de projet.

Conclusion :

Cette étape nous a permis de bien connaître la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis-à-vis des inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

En fonction de ces anomalies à savoir : le rétrécissement des oueds en aval surtout au niveau du pont, la présence des embâcles, l'envahissement des habitations illicites sur les berges, en ajoutant une pente basse en amont donnant un régime d'écoulement fluviale caractérisé par des vitesses faibles et un temps de concentration faible, ce qui rend la crue lent (point de vue unidimensionnels). Donc on va chercher la solution adéquate qui résoudra la problématique d'inondations de la ville d'Oued Fodda.

Chapitre V :Etudes des variantes d'aménagement.

Introduction :

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de l'Oued Fodda contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement d'Oued Fodda seront proposés.

Les variantes proposées font l'objet d'une étude comparative, dans le but d'évaluer le coût et la pertinence de chacune, afin de choisir la meilleure sur le plan technico-économique qui va satisfaire ces fonctionnalités pour lesquelles est destinée, toute en préservant l'aspect environnemental et en assurant l'esthétique.

Parmi ces schémas une variante sera retenue et fera l'objet d'une étude détaillée, dans le chapitre à suivre. Cette variante garantira la protection de la localité contre les crues de l'oued.

Il faut surtout que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

V.1. Principe générale à protection :

Après avoir pris en considération les différents facteurs déjà cités, et choisi d'aménager le cours d'eau, il faut maintenant choisir l'aménagement adéquat. L'essentiel ici est de ne pas considérer l'aménagement comme une fin en soi mais un outil pour atteindre un but qui peut être la protection contre les inondations.

V.1.A. Les différents types d'aménagements :

On peut citer :

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. Curage :

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

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.

4. Réalisation des canaux :

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

V.1.B. Formulation de dimensionnement des canaux :

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

$$Q_{dim} = \frac{1}{n} * S_m * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{i} \tag{V, 1}$$

Où :

Q_{dim} : Débit de dimensionnement (m³/s).

n : coefficient de Manning.

S_m : Section mouillée du canal en (m²).

R_h : Rayon hydraulique (m).

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

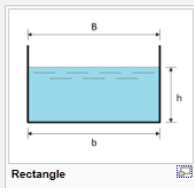
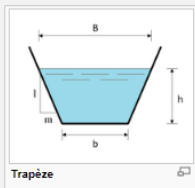
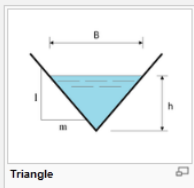
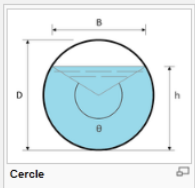
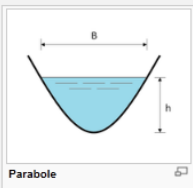
					
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1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

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

(Source : <http://vrd-btp.blogspot.com/2016/04/>)

V.1.C. Les démarches de dimensionnement :

1. Des observations préliminaires :

- La longueur initiale du cours d'eau est de 6,4 km avec une pente moyenne de 0,296%.
- La topographie montre que la hauteur moyenne d'écoulement varie entre 2.5m et 4m.
- La largeur maximale du canal varie entre 55 m (pont **RN04**) et 110 m.
- Les problèmes de la remontée capillaire dans la région.
- Les courbes au niveau d'oued Fodda nécessitent une protection des berges contre l'érosion, et les renforcer contre les forces qui sont appliquées (pression et inertie), ses forces résultantes de mouvement d'eau qui nous pouvons considérer comme des jets d'eau. Ce qui introduit une modification progressive du tracé par érosion ou dépôt (mouvements hélicoïdaux), et tendance à la translation des méandres (cas des cours d'eau en matériaux minéraux), des fissures et érosion de béton (l'enrobage) et corrosion d'aciers d'armature (cas béton armée).
- La station d'épuration de l'oued fodda est positionnée à la partie avale de cours d'eau étudié.

2. Remarques :

- La vitesse moyenne admissible pour chaque type de matériaux (2.4m/s pour Argilo-limoneux végétalisé, 6.1m/s pour les roches dures) montrant une nécessité d'une grande section mouillée (435 m² pour Argilo-limoneux végétalisé, 215 m² pour les roches dures) sur une cour d'eau de 6,4 km.
- La protection des terres agricoles et l'utilisation optimale des espaces, c'est-à-dire l'orientation vers la construction verticale.
- La réussite de l'aménagement ne peut être jugée efficace que si, en plus de satisfaire les besoins de protection immédiates, elle ne contribue pas à la déstabilisation du système fluvial qui aura des conséquences plus graves sur plusieurs plans.
- Le pont de Réseaux ferroviaires et a condition de la partie de vallée d'oued fouda à aménager limitée juste avant ce pont, nécessite une vitesse importante pour diminuer la hauteur d'eau (a condition de protéger les barges et fonde contre les érosions).
- J'ai évité les ouvrages annexes complexes soit pour refrauder la vitesse d'écoulement ou pour augment la charge hydraulique, simplement joue sur la pente et la surface.

3. Proposition initiale :

- Éliminer les courbes et diminuer la longueur de la cour d'eau, ce qui implique une augmentation de la pente moyenne.
- Augmenter la vitesse d'écoulement pour réduire la section mouillée.
- Un bassin de dissipation d'énergie à la sortie du canal de protection.
- Un ouvrage d'accumulation afin de protéger les parois des canaux et évité les apports solides.
- Des canaux de raccordement à chaque changement de surface.
- Le point critique est associé à une énergie minimale qui peut véhiculer le débit d'écoulement,
- Un canal rectiligne en Gabion ($n=0.03$, $i = 0.3709\%$ et $V_{adm}=6.4m/s$) les paramètres géométriques de la section mouillée ($h=3.85$ pour une largeur $b=80m$).
- Un canal rectiligne en béton ($n=0.013$, $i = 0.3709\%$ et $V_{adm}=12.5m/s$) les paramètres géométriques de la section mouillée ($h=2.6m$ pour une largeur $b=60m$).

4. La proposition finale :

- Changer-le tracé du cours d'eau afin de réduire la longueur du cours d'eau (5050m) ce qui implique :
 - ✓ Augmentation pente moyenne à 0.3709%.
 - ✓ Augmentation la vitesse et la diminution de la section.
- En proposée deux types d'aménagement qui pouvant supporter une grande vitesse d'écoulement et au même temps une petite valeur de coefficient de Manning moyenne qui sont :
 - ✓ Un canal trapézoïdal en béton armée.
 - ✓ Un canal mixte (fond en béton armé et les berges en Gabionnage).
- La hauteur maximale de la ligne d'eau est de 4m.
- Pour les ponts (en charpente métallique) et les canaux approximatifs, ne peut pas faire aucun type d'aménagement, sauf l'aménagement en béton armée.

V.1.D. Choix des paramètres de dimensionnement :

1. La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique, telle que doit être la vitesse de l'eau assure un débit suffisant sans entraîner érosion du canal.

Dans les conditions normales, la pente longitudinale d'un canal varie 1/10 000 (10cm/1km) a 1/100 (10m/1km).

Un canal ne doit pas avoir un contre pente et son et son plafond doit s'abaisser constamment et régulièrement de l'amont a aval. Lorsque le pont et trop forte, ont introduite des chutes dans le tracé du canal.

Dans notre cas, nous allons choisir la pente moyenne de chaque tronçon, telle sorte : nous maintenons La pente moyenne du cours d'eau est presque constant ($i=0.3709\%$).

2. Le coefficient de rugosité :

La rugosité du canal dépendant 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 Manning (Source : 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 a revêtement en béton	0.013

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.

Cette revanche est fixée généralement en fonction du débit unitaire d'écoulement dans le canal :

Tableau V-2 : Revanches utilisées.

q , ($m^3/s/ml$) :	<0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 85	>85
La Revanche (m) :	0.45	0.5	0.75	0.9

Source : Chaudry (2008).

Dans notre cas le débit unitaire varie entre 14.5 $m^3/s/ml$ et 32.75 $m^3/s/ml$ (pour b entre 55 m et 60 m), donc nous prenons une valeur de Revanche égale à 0.75 m.

V.2. Etude des variantes :

Pour un débit donné (déterminé par l'étude hydrologique), on recherche cela la section la plus économique, mais généralement ce sont les considérations pratiques d'exécution et d'exploitation qui guident le choix de la forme du canal.

En bref, les variantes proposées pour l'aménagement d'oued fouda sont :

- ✓ **Un canal trapézoïdal en béton armé.**
- ✓ **Un canal mixte (la plupart du fond en béton armé et les berges en Gabion).**

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une description des variantes proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adaptées du point de vue technique et économique.

V.2.A. Première Variante, 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 par ce qu'elle présente un profil plus stable.

1. Dimensionnement :

Les dimensions des canaux en béton armés d'oued fouda sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-3 : Dimensions de l'aménagement d'oued Fouda (canal en béton armé).

Tronçon :	Section :	Caractéristique géométrique de la section :				Longueur (m) :	Pente projet (%) :
		Largeur du fond b (m) :	Hauteur du canal h (m) :	Fruit talus m :	Élévation du fond (m) :		
1	5050	60	4.3	1	170.5	400	0.475%
	4650	60	3.4	1	168.6		
2	4100	60	3.4	1	166.9	550	0.309%
	3500	60	3.4	1	164.8		
3	3200	60	3.5	1	163.9	600	0.350%
	3000	60	3.3	1	163		
4	2800	60	3.2	1	162	300	0.300%
	2200	60	4	1	160.8		
5	3000	60	3.3	1	163	200	0.450%
	2800	60	3.2	1	162		
6	2800	60	3.2	1	162	200	0.500%
	2200	60	4	1	160.8		
7	2800	60	3.2	1	162	600	0.200%
	2200	60	4	1	160.8		
8	2200	60	4	1	160.8	98	1.429%

	2102	55	4.3	1	159.4		
9						14	0.714%
	2088	54	3.8	1	159.3		
10						188	0.585%
	1900	50	3.5	1	158.2		
11						200	0.250%
	1700	50	3.6	1	157.7		
12						400	0.350%
	1300	50	3.6	1	156.3		
13						800	0.375%
	500	50	3.6	1	153.3		
14						310	0.194%
	190	55	3.7	1	152.7		
15						83	0.602%
	107	49.4	3.9	1	152.2		
16						12	0.833%
	95	47.9	4.1	1	152.1		
17						95	0.737%
	0	55	3.4	1	151.4		

2. Les paramètres d'écoulement :

Pour un débit de $1310\text{m}^3/\text{s}$, Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Section :	Vitesse (m/s) :	Tiran d'eau h (m) :	Section mouillée (m ²) :	Périmètre mouillé (m) :	Rayon hydraulique (m ² /m) :	La hauteur critique (m) :	Froude :	Régimes d'écoulement :
5050	5.78	3.38	226.45	69.97	3.236	3.57	1	Critique-turbulent
4650	8.16	2.46	160.51	67.26	2.386	3.63	1.66	Torrentiel-turbulent
4100	7.78	2.58	168.42	67.6	2.491	3.64	1.55	Torrentiel-turbulent
3500	8.08	2.49	162.17	67.33	2.409	3.69	1.64	Torrentiel-turbulent
3200	7.8	2.57	167.88	67.58	2.484	3.68	1.55	Torrentiel-turbulent
3000	8.21	2.45	159.57	67.22	2.374	3.69	1.67	Torrentiel-turbulent
2800	8.56	2.36	152.97	66.93	2.286	3.65	1.78	Torrentiel-turbulent
2200	6.61	2.99	198.21	68.88	2.878	3.57	1.22	Torrentiel-turbulent
2102	8.53	2.55	153.65	62.54	2.457	3.78	1.71	Torrentiel-turbulent
2088	7.67	2.85	170.7	62.47	2.733	3.82	7.67	Torrentiel-turbulent
1900	8.33	2.81	157.19	58.39	2.692	4.12	8.33	Torrentiel-turbulent
1700	7.98	2.92	164.15	58.74	2.795	4.37	7.98	Torrentiel-turbulent
1300	8.37	2.8	156.48	58.36	2.681	4.26	8.37	Torrentiel-turbulent
500	8.78	2.68	149.19	57.99	2.573	4.2	8.78	Torrentiel-turbulent
190	8.13	2.66	161.17	62.89	2.563	4.09	8.13	Torrentiel-turbulent
107	8.01	2.94	163.56	58.18	2.811	4.04	8.01	Torrentiel-turbulent
95	7.67	3.13	170.78	57.33	2.979	4.12	7.67	Torrentiel-turbulent
0	8.95	2.43	146.29	62.19	2.352	3.89	8.95	Torrentiel-turbulent

Les sections en travers des profiles sont représentés dans les figures suivantes :

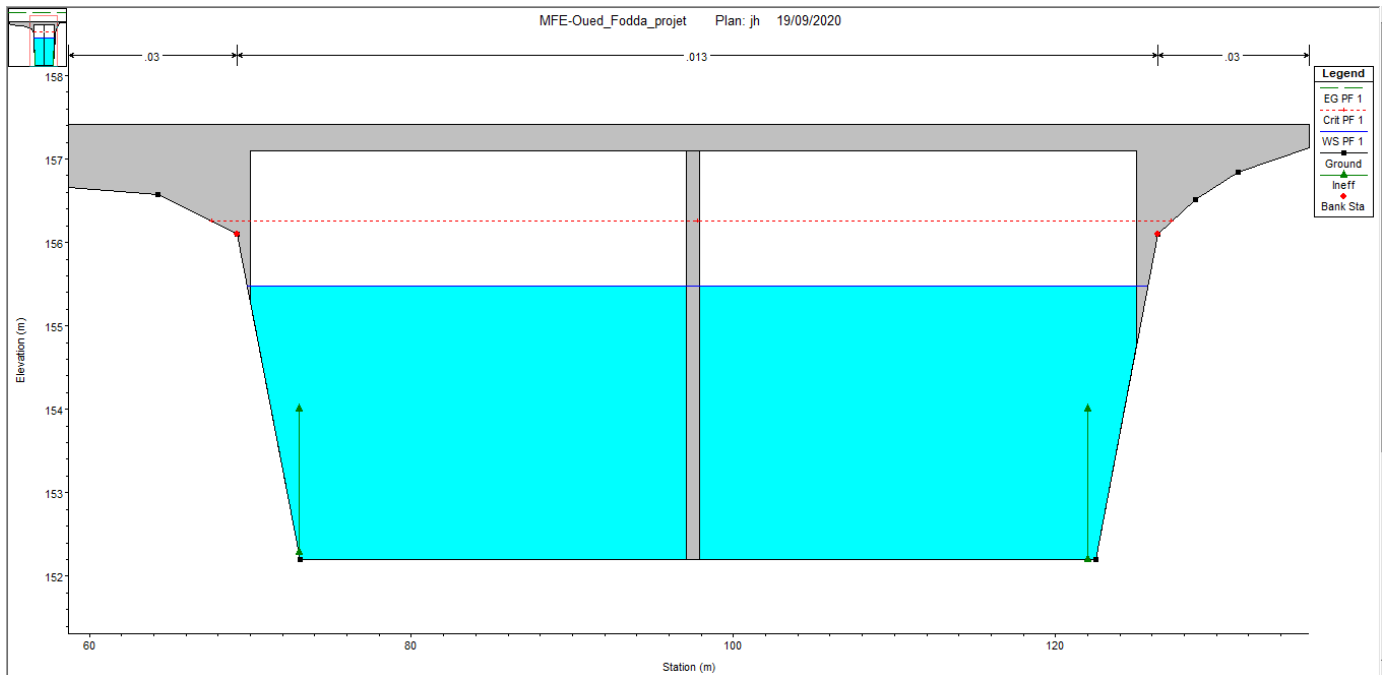


Figure V-2 : Section en travers de pont du RN4 PK96 d'oued Fodda aménagée.

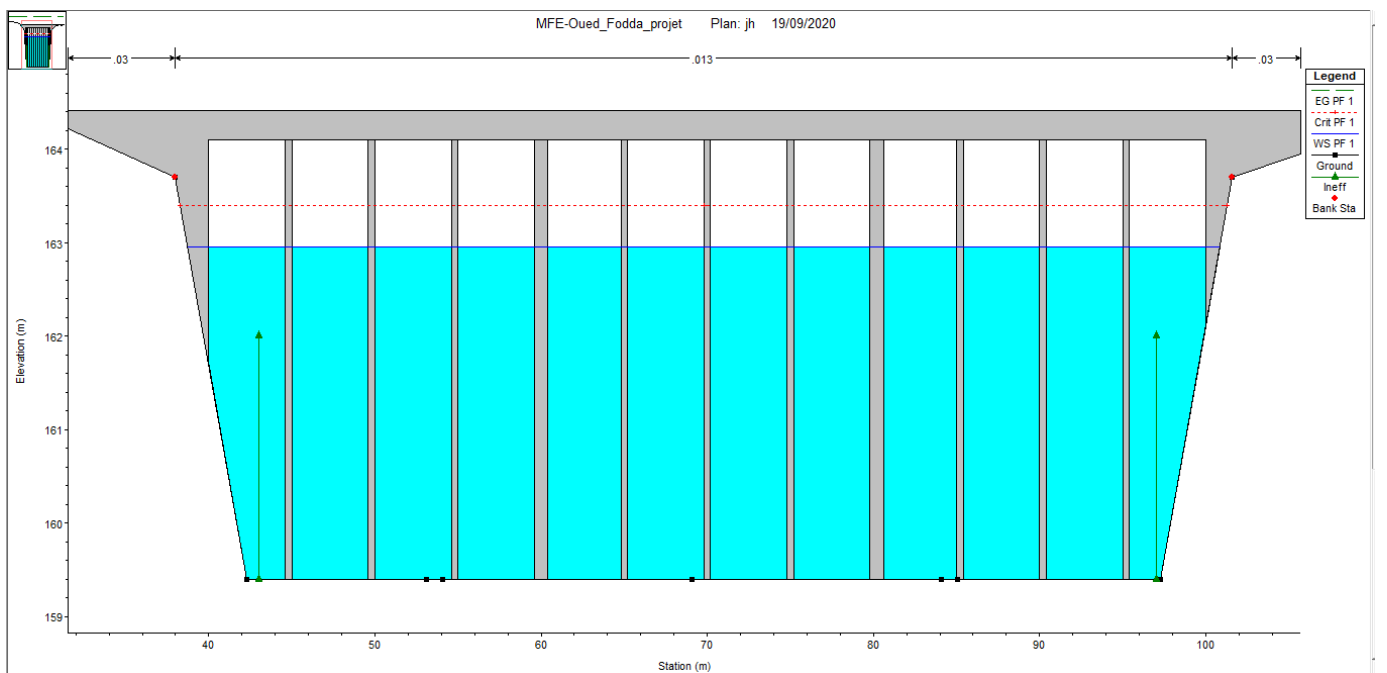


Figure V-3 : Section en travers de pont du Sidi Amar PK2097 d'oued Fodda aménagée.

Interprétation des résultats :

- La vitesse variée entre 5.52÷9.07 m est inférieure à la vitesse admissible pour le béton ($V_{adm}=12,5$ m/s).
- Le nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique sur la longueur de cour d'eau.

3. Estimation du coût de la variante :

A). Calcul volume du béton armé :

L'épaisseur du revêtement en béton des parois du coursier canal trapézoïdal est prise égale à 0,15÷0,4 m L'épaisseur du radier du coursier est prise égale à 0,2÷0,5 m (M. HASSANE, 2015, Blida).

- On prend une épaisseur de 20 cm pour les parois et le radier pour béton armée.
- Pour Béton de propreté on prend une épaisseur de 10 cm (problème de la remontée capillaire).

Pour calcul volume de béton entre deux sections, peut être utiliser la relation suivante :

$$V_{\text{béton}} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \quad (\text{V, 2})$$

Où :

S_i, S_{i+1} : la surface de la section transversale de béton d'ordre $i, i+1$.

L_i : longueur de Tronçon.

Toutes les opérations ont été effectuées à l'aide d'un programme Excel. Les résultats finaux sont affichés dans tableau suivant :

Tableau V-5 : Calcul volume du béton.

Partie :	Volume du béton :		Totale :
	Béton armé	Béton de propreté	
Les berges :	10 270.737	5 135.369	15 406.106
Radier :	57 875.500	28 937.750	86 813.250
Totale	68 146.237	34 073.119	102 219.356

B). Calcul les volumes des terrassements :

Les calculs des volumes de déblai et remblai se fait automatiquement à aide de logiciel Civil 3d, on pondre pour les facteur géotechnique (coefficient de foisonnement et coefficient tassement) une valeur de 1, les résultats sont exprimée en (m³).

Tableau V-6 : Calcul Les volume de terrassement.

Nom :	Volume de terrassement	
	Déblai	Remblai
Volume :	743 370.04	6 430.27

Conclusion :

L'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

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

Désignation travaux :	Unité :	Quantité :	Prix unitaire (DA) :	Montant (DA) :
Terrassement :	Déblai	m ³	758 524.350	189 631 088
	Remblai	m ³	6 430.270	1 286 054
Construction :	Béton de propreté	m ³	33 418.110	200 508 661.021
	Béton armé	m ³	66 836.220	2 138 759 050.889
Montant total (DA) :				2 530 184 853.410

V.2.B. Deuxième variante : Canal mixte (Gabion & béton armée) :

Les gabions sont des cages grillagées parallélépipédiques emplies de cailloux ou de galets, ces derniers conviennent plus aux soutènements verticaux ou des seuils qu'au revêtement des berges.

Tableau V-8 : Les dimensions de Gabion et Reno.

	Épaisseur :	Largeur :	Longueur :
Gabion :	1 m.	1 m.	1.5 à 4 m.
Gabion semelle :	0.5 m.	1 m.	2 à 4 m.
Reno :	0.17 à 0.3 m	2 m.	2 à 6 m.

Source : Dégoutte 2006

Dans la plupart du temps, Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges, Mais dans notre cas, j'ai proposé une **protection (ou revêtement) de berges par gabion plat a épaisseur de 0.5m.**

La section mixte qui on a choisir (béton et gabion) pour but de diminuée la rugosité moyenne c'est-à-dire augment la vitesse moyenne de l'écoulement dans canal de protection, de telle sorte la vitesse moyenne d'écoulement doit être inférieur à la vitesse admissible du courant,

1. Résistance des Gabions à la vitesse du courant :

Dans ce cas ; la présence de grillage augmente la vitesse limite de 20 à 50%. Si la vitesse dépasse cette valeur, les pierres se déplacent à l'intérieur de chaque poche du matelas, ce dernier reste efficace si une partie des pierres restent recouvrir les berges.

Le tableau si après montre la granulométrie du Gabion ou Reno en fonction de la vitesse du courant. Il ne faut pas oublier que celle-ci peut être largement inférieur à la vitesse au voisinage du revêtement (comme indiqué).

Tableau V-9 : Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse du courant

Type	Épaisseur	Pierres de remplissage		Vitesse limite	Vitesse admissible
	(m)	Calibrage (mm) :	d ₅₀ (mm)	(m. s ⁻¹)	(m. s ⁻¹)
Matelas Reno	0.15-0.17	70-100	85	3.5	4.2
		70-150	110	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	85	3.6	5.5
		70-150	110	4.5	6.1
	0.3	70-120	110	4.2	5.5
		100-150	125	5	6.4
Gabions	0.5	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.4	8

Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi

D'après le tableau, en choisir les Gabion à une épaisseur de 0.5m et sa granulométrie de pierre de remplissage adapté à la vitesse admissible de 8 m/s. Donc en recherche la section plus adaptée pour une vitesse admissible de 8 m/s ($V_{écoulement} \ll V_{adm}$).

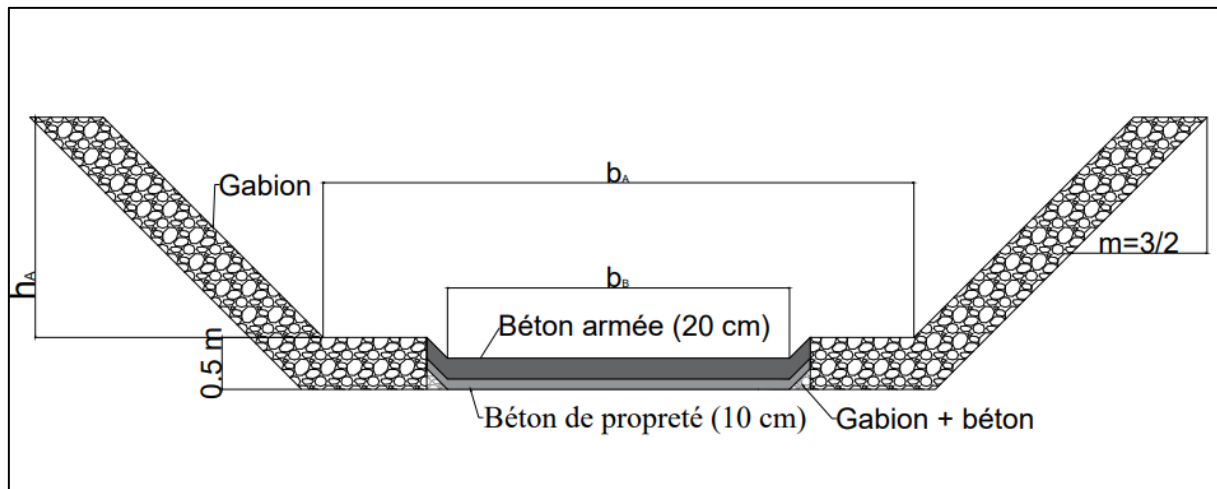


Figure V-4 : Coupe en travers d'un canal à section mixte (Gabion & béton).

2. Dimensionnement :

Les dimensions des section mouille pour canal mixte d'oued fodda sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-10 : Dimensions de l'aménagement d'oued Fodda (canal mixte (Gabion & béton armée)).

Tronçon :	Section :	Caractéristique géométrique de la section :				Longueur (m) :	Pente projet (%) :
		Largueur du fond b (m) :	Hauteur du canal h (m) :	Fruit talus m :	Élévation du fond (m) :		
1	5050	60	4	1.5	170.5	400	0.475%
		50	0.2	1	170.3		
2	4650	60	3.3	1.5	168.6	550	0.309%
		50	0.2	1	168.4		
3	4100	60	3.9	1.5	166.9	600	0.350%
		50	0.2	1	166.7		
4	3500	60	3.8	1.5	164.8	300	0.300%
		50	0.2	1	164.6		
5	3200	60	3.8	1.5	163.9	200	0.450%
		40	0.2	1	163.7		
6	3000	60	3.6	1.5	163	200	0.500%
		40	0.2	1	162.8		
7	2800	60	3.6	1.5	162	596	0.168%
		50	0.2	1	161.8		
8	2204	60	3.8	1.5	161	5	4.000%
		50	0.2	1	160.8		

	2199	60	4	1	160.6		
9						97	1.237%
	2102	55	4.3	1	159.4		
10						14	0.714%
	2088	54	3.8	1	159.3		
11						188	0.532%
	1900	50	3.9	1	158.3		
12						200	0.050%
	1700	55	3.9	1	158.2		
13						5	0.000%
	1695	55	3.8	1.5	158.2		
14		40	0	/		395	0.380%
	1300	55	3.6	1.5	156.7		
15		40	0	/		795	0.396%
	505	55	4.15	1.5	153.55		
16		40	0	/		5	1.000%
	500	55	4.2	1	153.5		
17						310	0.258%
	190	55	4	1	152.7		
18						83	0.602%
	107	50.4	4	1	152.2		
19						12	0.833%
	95	48.9	4.1	1	152.1		
20						95	0.737%
	0	55	3.4	1	151.4		

Note :

A : section trapézoïdale en Gabion.

B : section trapézoïdale en béton armée.

3. Les paramètres d'écoulement :

Pour un débit de $1310\text{m}^3/\text{s}$, Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 : Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Section :	Vitesse (m/s) :	Tiran d'eau h (m) :	Section mouillée (m ²) :	Périmètre mouillé (m) :	Rayon hydraulique (m ² /m) :	La hauteur critique (m) :	Froude :	Régimes d'écoulement :
5050	5.69	3.29	230.19	72.24	3.186	3.59	1	Critique-Turbulent
4650	7.48	2.52	175.17	71.22	2.460	3.53	1.5	Torrentiel-Turbulent
4100	6.19	3.05	211.72	71.41	2.965	3.58	1.13	Critique-Turbulent
3500	6.49	2.93	201.99	70.99	2.845	3.58	1.21	Torrentiel-Turbulent
3200	6.41	2.96	204.46	71.03	2.879	3.58	1.19	Critique-Turbulent
3000	6.84	2.8	191.46	70.35	2.722	3.59	1.31	Torrentiel-Turbulent
2800	7.07	2.72	185.4	70.03	2.647	3.59	1.37	Torrentiel-Turbulent
2204	6.46	2.97	202.83	70.48	2.878	3.59	1.2	Critique-Turbulent
2199	6.44	3.04	203.5	69.53	2.927	3.56	1.18	Critique-Turbulent
2102	8.45	2.57	154.97	62.6	2.476	3.78	1.68	Torrentiel-Turbulent
2088	7.42	2.93	176.54	62.75	2.813	3.82	1.38	Torrentiel-Turbulent
1900	8.05	2.9	162.8	58.68	2.774	4.13	1.51	Torrentiel-Turbulent
1700	7.25	2.95	180.8	63.8	2.834	3.77	1.35	Torrentiel-Turbulent
1695	7.38	2.77	177.39	65.87	2.693	4.16	1.42	Torrentiel-Turbulent
1300	6.53	3.08	200.55	67.05	2.991	3.72	1.19	Torrentiel-Turbulent
505	6.94	2.93	188.85	66.4	2.844	3.72	1.29	Torrentiel-Turbulent
500	5.91	3.54	221.66	65.67	3.375	3.77	1.15	Torrentiel-Turbulent
190	7.26	2.95	180.52	63.79	2.830	3.77	1.35	Torrentiel-Turbulent

107	7.38	3.15	177.58	59.31	2.994	4	1.33	Torrentiel-Turbulent
95	6.76	3.44	193.72	59.32	3.266	4.07	1.16	Critique-Turbulent
0	8.3	2.82	157.8	58.42	2.701	4.23	1.58	Torrentiel-Turbulent

Les sections en travers des profiles sont représentés dans les figures suivantes :

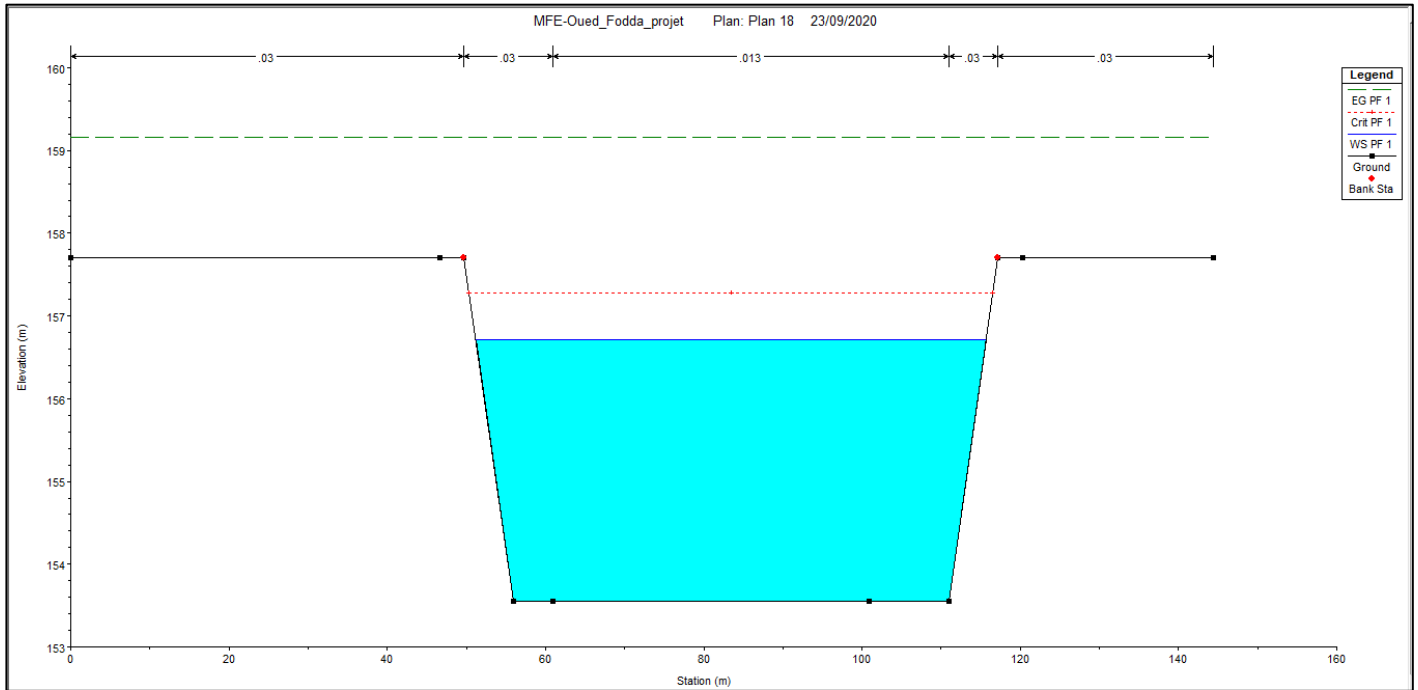


Figure V-5 : Section en travers PK2204 d'oued Fodda aménagée (béton & Gabion).

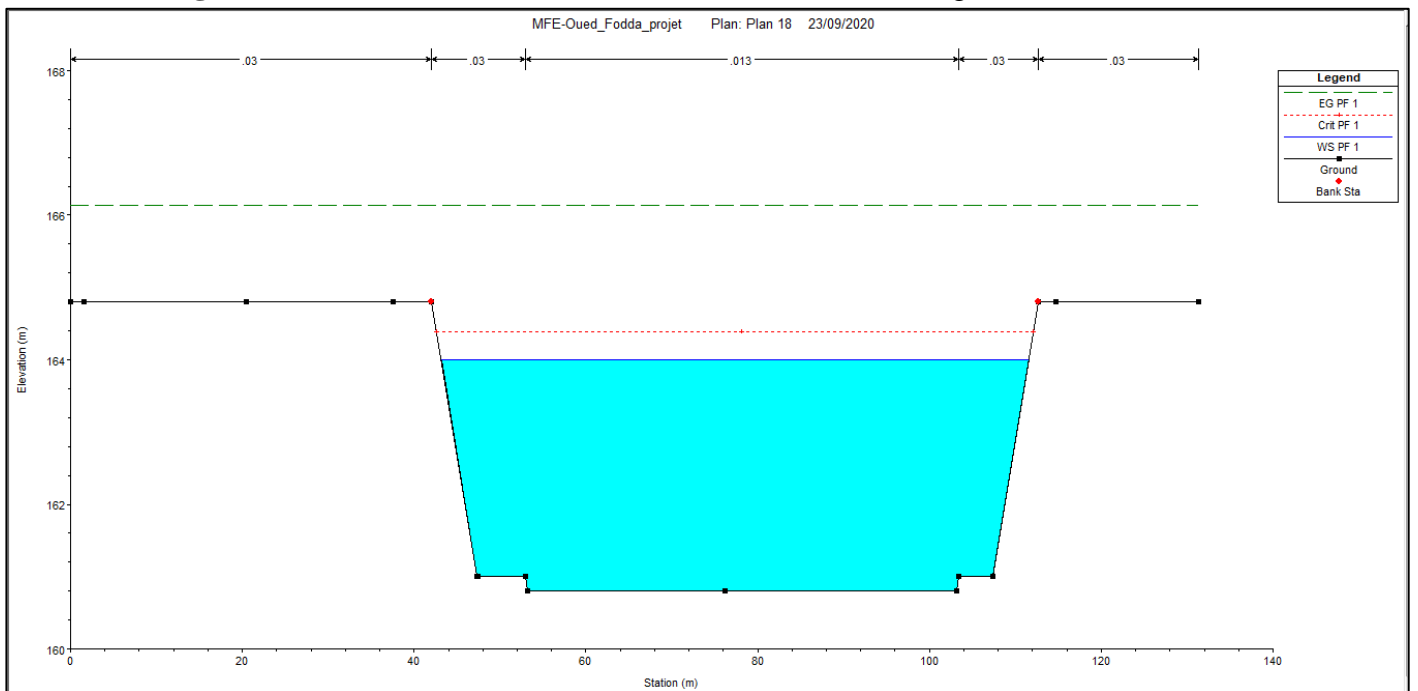


Figure V-6 : Section en travers PK2204 d'oued Fodda aménagée (béton & Gabion).

Interprétation des résultats :

- La vitesse dans les canaux mixte est largement inférieure à la vitesse admissible pour Gabion de 0.5 m ($V_{adm} = 8m/s$).
- Dans les canaux ou nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique.

4. Estimation du coût de la variante :**A). Calcul des volumes :**

Les volumes sont calculés de même manière que la première variante, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : Calcul volume du béton et Gabion.

	Béton armé :	Béton de propreté :	Gabion :
L'épaisseur :	0.2	0.1	0.5
Volume :	50815.66436	25336.4144	53977.7271

Conclusion :

L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Devis de la variante (canal mixte (Gabion & béton armé)).

Désignation travaux :		Unité :	Quantité :	Prix unitaire (DA) :	Montant (DA) :
Terrassement	Déblai	m^3	801 149.940	250	200 287 485
	Remblai	m^3	11 667.480	200	2 333 496
Construction :	Gabion	m^3	53 977.72706	4500	242 899 772
	Béton de propreté	m^3	25 336.414	6000	152 018 486.383
	Béton armé	m^3	50 815.664	32000	1 626 101 259.655
Montant total (DA) :					2 223 640 498.818

V.3. Choix de la variante d'aménagement :

V.3.A. Les avantages et les inconvénients :

Pour obtenir la meilleure sélection, nous devons connaître les avantages et les inconvénients des deux variantes :

Tableau V-14 : Les avantages et les inconvénients des deux variantes.

Variantes :	Avantages :	Inconvénients :
Canal de forme trapézoïdal en béton.	<ul style="list-style-type: none"> • Le rendement hydraulique est efficace. • Les résultats de calcul sont réalistes. • La durée de vie est importante (50 à 120 ans). Ou moyenne 80 ans. • Les matériaux de constructions sont disponibles. • La forme étroite est adaptée à la ville. • La durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion. • Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. • Très répandu dans la protection contre les inondations. • Un coût moyen par année égale à 31.627 MDA 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coût de génie civil est peu élevé. • Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). • Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles.
Canal mixte (Gabion & béton armé).	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisation de la matière locale. • La mise en œuvre est facile. • Bonne protection contre l'érosion. • Le gabion est robuste, durable et modulable. • Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. • Résiste à des crues importantes. Transport et stockage aisé, coût moins élevé. • La durée de vie est peu importante (60 ans). • Un coût moyen par année égale à 37.06 MDA 	<ul style="list-style-type: none"> • Faible stabilité surtout aux périodes des crues. • L'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. • Modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. • L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. • Les ouvrages en gabion s'intègrent rapidement à l'environnement naturel et permettant à la faune et la flore de s'installer dans les interstices libres. Après quelques mois à années, la végétation recouvre les ouvrages gabion, ce qui signifie une efficacité hydraulique inférieure. • L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne de gabionnage, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer, si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers

		entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.
--	--	---

V.3.B. Critères d'évaluation :

Le choix de la variante se fera en fonction de 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 actuels.
- **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.

V.3.C. La variante choisie :

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du **canal en béton armé** paraît plus économique que la variante mixte.

On opte pour la variante d'un canal en béton armé car :

- La simplicité de la réalisation.
- Coût moyenne par année moins élevé.
- Longue durabilité.
- Une bonne stabilité.

Conclusion :

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement d'oued fodda, nous avons opté pour les canaux en béton armé de forme trapézoïdale.

Chapitre VI :Organisation et ordonnancement des travaux de chantier.

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires (humains, matérielles, et matériaux), et imposé un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but la rapidité, la qualité et l'économie.

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

VI.1. Réalisation de la variante choisie :

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

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

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

VI.1.A. Rôles des intervenants sur le chantier :

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

1. Le maître de l'ouvrage :

Il appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est :

- ✓ Etablir ces besoins de construction.
- ✓ Organiser les opérations d'investissement.
- ✓ Choisir le maître de l'œuvre ou le bureau d'étude.
- ✓ Financier les travaux réalisés.

2. Maître de l'œuvre :

C'est une personne physique ou morale c'est un conseiller technique désignée par le maître d'ouvrage pour réaliser un ou plusieurs tâches de la mission de construction, son rôle est :

- ✓ Diriger les travaux.
- ✓ S'assurer la faisabilité du projet.
- ✓ Contrôler la conformité des ouvrages.

3. Entrepreneur :

C'est une personne physique ou morale qui est chargé de la réalisation des travaux aux conditions bien définies. Son rôle est :

- ✓ Gérer les coûts et les travaux.
- ✓ Déterminer les prix unitaires pour la réalisation de chaque ouvrage.
- ✓ Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- ✓ Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- ✓ Dessiner les plans d'installation de chantier.
- ✓ Réaliser les travaux définis dans son contrat.
- ✓ Respecter les délais.

VI.1.B. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

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

1. Installations destinées au personnel :

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

2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal.

Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

3. Installations destinées à la réparation des engins :

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

4. Installation destinée pour la préfabrication :

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

VI.1.C. Les moyens de chantier :**1. Les moyens humains :**

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

2. Les moyens matériels :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des travaux.

Tableau VI-1 : Engins et leurs tâches.

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

VI.1.D. 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 : Le devis des différents travaux de l'aménagement d'oued Fodda.

Désignation travaux :		Unité :	Quantité :	Prix unitaire (DA) :	Montant (DA) :
Terrassement :	Déblai	m^3	758 524.350	250	185 842 510
	Remblai	m^3	6 430.270	200	1 286 054
Construction :	Béton de propreté	m^3	33 418.110	6 000	204 438 711.931
	Béton armé	m^3	66 836.220	32 000	2 180 679 593.934
Montant hors taxes (DA) :					2 530 184 853.410
TVA 19% :					480 735 122.148
Total TTC (DA) :					3 010 919 975.558

VI.1.E. Planification :**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.

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 :

- ✓ **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.
- ✓ **Décomposition de projet en tâches :** Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.
- ✓ **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.
- ✓ **Attribution des durées :** Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N * R} \quad (VI. 1)$$

Avec :

T : temps de réalisation en semaine.

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

N : La norme de travail, on prend N = 8 h/j * 6 jour/semaine.

R : rendement de travail.

3. Les techniques de planification :

Il existe deux principales méthodes de planification :

A). Méthodes basées sur le réseau :

1). Définition du réseau :

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

On distingue deux types de réseaux :

✓ Réseau à flèches :

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



L'opération A précède l'opération B.

✓ Réseau à nœuds :

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



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

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). Différentes méthodes basées sur le réseau :

Nous citons dans cette étude deux méthodes à savoir : la méthode C.P.M (Critical Path Method) et la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).

- ✓ **Méthode du chemin critique (Critical Path Method : CPM) :** L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

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

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

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

Dans le cas des opérations qui se suivent, il est préférable d'opter pour la méthode C.P.M.

- ✓ **Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-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.

- ✓ **Méthodes basées sur le graphique :**

Il existe :

- **Méthode linéaire (Ligne of Balance Technic)**

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

- **Méthode à barres**

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

B). Les paramètres de la méthode C.P.M :

Le calcul se fait en aller et en retour. Pour le calcul d'un réseau à nœuds, le calcul se fait à l'aide d'une grille

La grille est comme suit :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

C). Les principales lois de la méthode C.P.M :

Pour calcul allé on a $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFPi} = \mathbf{DCPi} + \mathbf{TR.} \\ \mathbf{DFPj} = \mathbf{DCPi.} \end{array} \right.$

Pour la dernière cellule on procède ainsi $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DCPP} = \mathbf{DCP.} \\ \mathbf{DFPP} = \mathbf{DFP.} \end{array} \right.$

Ensuite :

Pour calcul retour on a $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DCPPj} = \mathbf{DFPpi.} \\ \mathbf{DCPPi} = \mathbf{DFPPj} - \mathbf{TR.} \end{array} \right.$

La marge totale :

$$\mathbf{MT} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{DFP.}$$

$$\mathbf{MT} = \mathbf{DCPP} - \mathbf{DCP.}$$

La marge totale d'une opération est toujours positive et c'est elle est nulle, on l'appelle la tâche critique.

D). Chemin critique (C.C)

C'est le chemin le plus long qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

On peut avoir deux, ou plusieurs chemins critiques dans un réseau.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \iff \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT} = \mathbf{0.} \\ \mathbf{\sum TC.C} = \mathbf{D. T. P.} \end{array} \right.$$

Dans la méthode P.E.R.T, on utilise des formes géométriques comme le carré et le triangle.

E). Plannings des Travaux

La méthode basée sur le graphique a pour objectif de donner le diagramme de GANTT Appelé couramment le planning des travaux, C'est la méthode des barres.

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...). 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).

Il existe trois types de plan de travail :

- ✓ **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- ✓ **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- ✓ **Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

4. La partie pratique :

Avant de commencer il nous faut établir un phasage des travaux, dont plusieurs types de contraintes peuvent intervenir.

- Contraintes techniques d'un point de vue hydraulique ;
- Contraintes techniques du point de vue réalisation génie civil ;
- Importance des enjeux touchés par les inondations ;
- Etalement des couts d'investissement.

En termes de contraintes hydrauliques, il est conseillé de commencer s'il y a lieu en premier par la construction des ouvrages d'accumulation, et la réalisation des travaux d'aval en amont. Et en termes de génie civil, de prévoir les travaux dans la période de l'année où le niveau d'eau est relativement bas.

5. Attribution des durées pour les tâches :

Tableau VI-3 : Liste des opérations avec leurs durées.

Etape :	Désignation d'opération :	Code	Quantité (M3)	Rendement pratique/h	Durée (semaine)
Débit :	Installation du chantier	A	/	/	4
Partie 1 (Tronçon 1 & 2) :	Travaux de terrassement + Compactage	T1	141051.543	120	23
	Lit de béton de propreté	P1	6860.95812	40	4
	Bétonnage	B1	13748.7863	25	12
Partie 2 (Tronçon 3 & 4) :	Travaux de terrassement + Compactage	T2	133627.778	120	23
	Lit de béton de propreté	P2	6276.1053	40	4
	Bétonnage	B2	12577.6664	25	11
Partie 3 (Tronçon 5 & 6 & 7) :	Travaux de terrassement + Compactage	T3	148475.309	120	24
	Lit de béton de propreté	P3	6929.2632	40	4
	Bétonnage	B3	13886.8107	25	12
Partie 4 (pont Sidi Amar) :	Travaux de terrassement + Compactage	T4	44542.5927	120	7
	Lit de béton de propreté	P4	2230.48145	40	2
	Bétonnage	B4	4473.88881	25	4
Partie 5 (Tronçon 11 & 12) :	Travaux de terrassement + Compactage	T5	89085.1853	120	15
	Lit de béton de propreté	P5	3616.59711	40	2
	Bétonnage	B5	7250.16479	25	6
Partie 6 (Tronçon 13 & 14) :	Travaux de terrassement + Compactage	T6	164807.593	120	27
	Lit de béton de propreté	P6	6777.82131	40	4
	Bétonnage	B6	13587.0382	25	12
Partie 7 (pont RN 4) :	Travaux de terrassement + Compactage	T7	28210.3087	120	5
	Lit de béton de propreté	P7	1456.95862	40	1
	Bétonnage	B7	2922.14795	25	3
FIN	Finition et déménagement du chantier	F	/	/	4

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

Tableau VI-4 : Succession des taches.

Code	Durée (Jours)	Succédé	Précède
A	4	T1	/
T1	23	P1, T2	A
P1	4	B1, P2	T1
B1	12	B2	P1
T2	23	P2, T3	T1
P2	4	B2, P3	T2 P1
B2	11	B3	B1 P2
T3	24	P4, T4	T2
P3	4	B4, P4	T3, P2
B3	12	B4	P3, B2
T4	7	P4, T5	T3
P4	2	B4, P5	T4, P3
B4	4	B5	B3, P4
T5	15	P5, T6	T4
P5	2	B5, P6	T5, P4
B5	6	B6	B4, P5
T6	27	P6, T7	T5
P6	4	B6, P7	T6, P5
B6	12	B7	B5, P6
T7	5	P7, F	T5
P7	1	B7, F	T7, P6
B7	3	F	B6, P7
F	4	/	B7

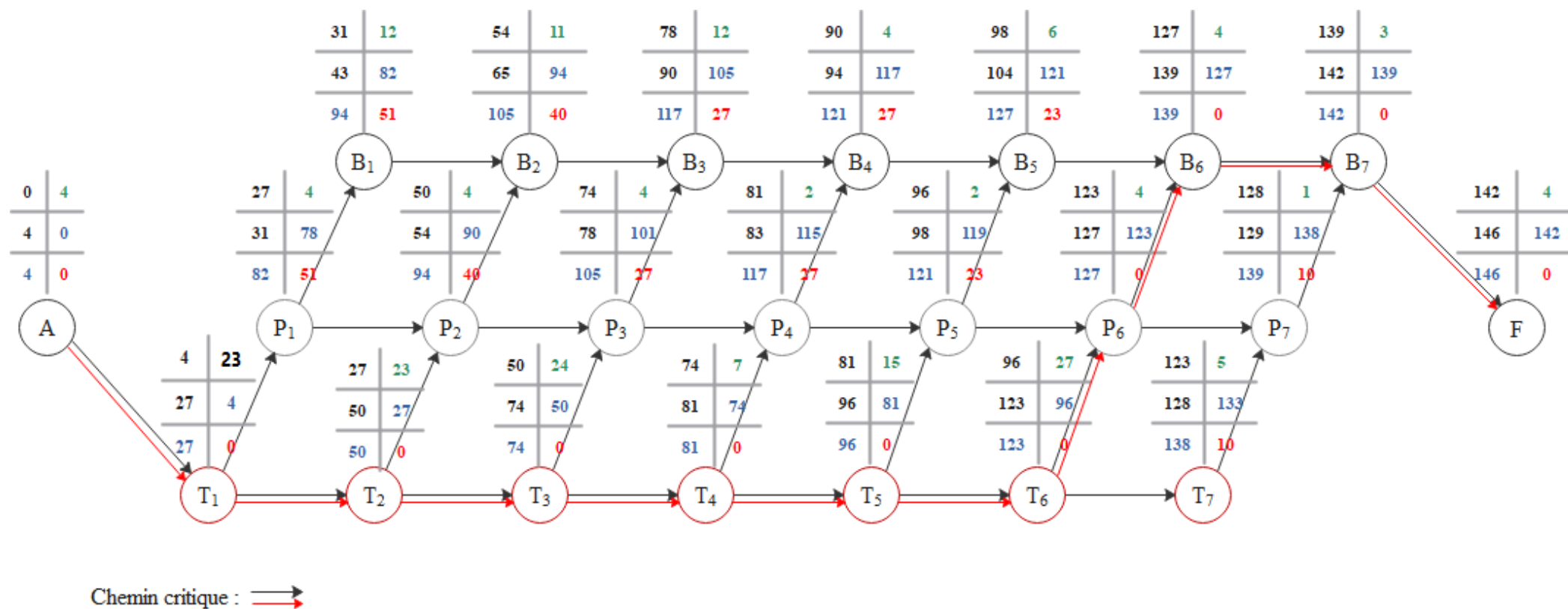


Figure VI-1 : Réseau de planification des taches par la méthode CPM.

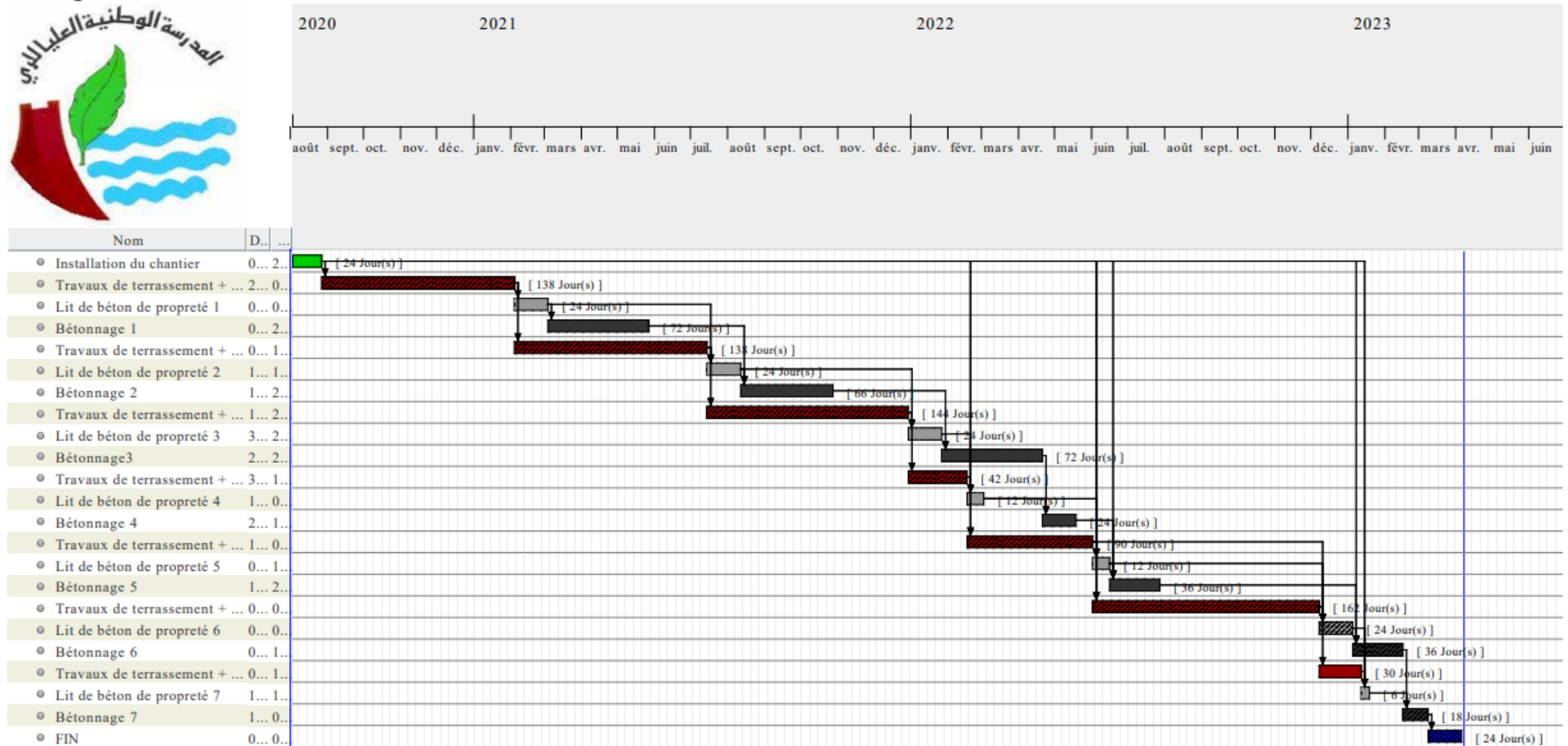


Figure VI-2 : Diagramme de Gantt

VI.2. Protection et sécurité du travail :

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tout moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre des règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers. Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et de fonctionnement du l'ouvrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VI.2.A. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux de travail inadapté.

Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VI.2.B. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

On distingue les deux types suivants :

1. Protection collective :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne de chantier.
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

2. Protection individuelle :

Les équipements de protection individuelle peuvent être classés en une dizaine de familles en fonction - en particulier - de la zone corporelle protégée. Cette classification est d'ailleurs souvent retenue par les fournisseurs de ces produits.

- **Protection de la tête :** casques de chantier et spécifiques (pompiers), casquettes anti-heurts et accessoires (jugulaires, visières, bavolets de nuque), casques et bombes pour les cavaliers.
- **Protection des yeux :** lunettes, sur lunettes, masques ;
- **Protection auditive :** bouchons d'oreilles (éventuellement moulés), arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio) ;
- **Protection du visage :** écrans faciaux, masques et cagoules (soudage), visières ;
- **Protection respiratoire :** masques jetables ou réutilisables, demi-masques et masques à cartouches filtrantes, appareils respiratoires, d'épuration, de ventilation ;
- **Protection des mains :** gants, manchettes, pour tous risques et en toutes matières ;

- **Protection des pieds** : chaussures, bottes, cuissardes, waders, Sabots..., pour risques en tout genre ;
- **Protection du corps** : vêtements professionnels génériques et spécifiques (y compris sur bottes, coiffes de têtes...), contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité ;
- **Protections spécifiques** : dispositifs pour Travailleur Isolé, détecteurs de gaz, ceintures de maintien, genouillères, vêtements de plongée...



Figure VI-3 : Les équipements de la protection individuelle.

VI.2.C. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent beaucoup du temps dans la réalisation des aménagements contre les inondations, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VI-5 : Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés :	Mesures appropriées à envisager :
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes des engins de terrassement.	Disposition concernant : <ul style="list-style-type: none"> • La réalisation du chantier de jour comme nuit. • Les zones interdites au public. • Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. • Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : <ul style="list-style-type: none"> • De renversement des engins ; • De l'éboulement des terrains. 	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	Définition des lieux de stockage des divers matériaux. Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion :

L'organisation du chantier avec ces trois branches citées dans ce chapitre constitue une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets.

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de l'aménagement contre les inondations de la ville d'Oued Fodda est estimée à 2 ans et 8 Mois.

Conclusion Générale :

L'objectif de ce travail a été de faire une étude de protection de l'Oued Fodda, son comportement et sa capacité à évacuer une crue fréquentielle donnée. Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème d'inondation sur la zone en question, et ainsi donner des solutions mieux adaptées au contexte.

La zone d'étude est considérée, zone, à haut risque d'inondation présentant un degré de vulnérabilité élevé compte tenu de sa situation géographique (la ville est traversées par un Oued).

L'étude hydromorphologique du bassin versant d'Oued Fodda montre qu'il est d'une forme allongée caractérisé par un relief fort et relativement pentu avec un point culminant de 1950,99 m. Le temps de concentration assez faible rend les crues d'autant plus dangereuses.

Pour estimer le débit de crue maximal, nous avons étudiée l'impact de la présence des deux barrages (barrage d'oued fodda et barrage Beni Chaib) sur la long de cour d'eau principale, afin de déminée débit de crue.

Un diagnostic de l'état des cours d'eau a été élaborer pour déceler les paramètres de disfonctionnement du cours d'eau en déterminant les zones inondables via des outils modernes puissants, tels que le logiciel Autodesk Civil 3D qui permet d'exporter Modèle Numérique du Terrain vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS. Les résultats de la simulation (1D et 2D) montrent bien que l'état actuel du cours d'eau ne permet pas d'évacuer les eaux d'un événement extrême de l'ordre d'une crue centennale.

La représentation du phénomène ainsi que du cours d'eau reste approximative vu l'impossibilité de faire une représentation réelle de ces derniers, mais la représentation qui a été faite reste très proche de la réalité.

Il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondés après l'adoption du scénario de la crue centennale, telles que les habitations, les terres agricoles ainsi que les routes, ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème.

Finalement, nous avons choisi un aménagement adéquat après une analyse technico économique pour choisir la variante finale qui répond à notre objectif d'étude. En effet, la variante choisie comprend un aménagement, par un canal en béton de forme trapézoïdale surtout le long des différents oueds.

Le coût de ce projet est estimé à **3 010 919 975.558 DA** sur un délai de 146 semaines et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

En définitive, pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, les travaux d'entretien et de maintenance sont essentiels pour pérenniser l'aménagement et assurer qu'il remplit sa fonction en évacuant les débits de crues dans de bonnes conditions.

Bibliographies :

Y, H, BOUCHILAOUN (2019) ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INNONDATIONS DE LA ZONE OUEST DE VILLE DE L'EULMA, Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

H, J Scarwell & R, Laganier (2017). RISQUE D'INONDATION ET AMÉNAGEMENT DURABLE DES TERRITOIRES, Environnement et société, France.

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

S.Yahiaoui , B. Touaibia (2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

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

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

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.

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

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.

ANNEXS :

ANNEXS 1 : Table de $\chi^2_{\gamma, \alpha}$ théorique.

P γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

ANNEX 2 : Table des valeurs de coefficient de Manning.

Valeurs du coefficient n de Manning

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