

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**AMENAGEMENT DE L'OUED Z'MOR POUR LA
PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA
ZONE OUEST DE LA VILLE DE BISKRA (W.BISKRA)**

PRESENTE PAR :
LAYADI AHLEM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^r M.K MIHOUBI	Professeur	Président
M^{me} D.DJODAR	MCB	Examinatrice
M^r M.D.BENSALAH	MCB	Examineur
M^r I.ZAIBAK	MAA	Examineur
M^r A.ZEROUAL	MCB	Promoteur

Session Juillet 2019

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à

Ma très chère mère Zineb

Mon très cher père Khaled.

Pour tous leurs sacrifices et leurs soutiens moraux et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie particulièrement à

Mes défunts Grands parents mama Azouzou et jedou Sghir , que dieu le tout puissant les accueille dans son vaste paradis, que rien ni

Personne ne pourra combler le vide qu'ils ont laissé dans ma vie.

Je le dédie aussi

A toute ma famille ;

Pour l'amour qu'ils me portent, le soutien moral et les prières de réussite.

Ma sœur Samah et mon frère Mohamed.

Ma meilleure amie Hadjer Benrabah .

Tous mes amis (es) spécialement : Madjda ,Samia ,Chahrazed , Sabrina, Kamilia ,Dyhia et Soumia.

Pour tous les moments de joie et de bonheur que nous avons partagés.

Je le dédie à tous ceux que ma plume a oubliés mais qui sont dans mon cœur.

Layadi Ahlem

Remerciement

Tout d'abord, je commence par remercier le bon Dieu qui m'a doté de la volonté, du courage et surtout de la patience pour produire ce travail et qui m'a aidé à faire face à toutes les difficultés rencontrées lors de son élaboration.

Mes sincères remerciements vont à mes parents qui ont sacrifié leur vie pour mon éducation et à mes professeurs qui ont sacrifié leur temps pour ma formation, durant mes études.

*J'exprime ma reconnaissance à mon encadreur : **Mr Zeroual Ayoub**, pour son encadrement tout le long de ce projet et pour son aide, orientation et conseils très efficaces.*

Mes remerciements vont également à :

***Mr M.K.Mihoubi** pour l'honneur qu'il m'a fait de présider le jury.*

***Mme D.Djoudar ; Mr I.Zaibak et Mr D.Bensalah**, d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

Je remercie également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.

Sans oublier ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

Enfin, j'exprime tout le bonheur du monde à toute la promotion sortante

2019 de l'Ecole Nationale supérieure de l'hydraulique de Blida.

ملخص

مسألة الأخطار الطبيعية كالفيضانات هي مسألة في الجزائر وفي جميع أنحاء العالم، حتى يكون التسيير عقلاني لابد من إشراك جميع أصحاب المصلحة (صانعي القرار والتقنيين والسكان) لتعيين الوسائل التي يمكن استعمالها من أجل الحماية منها ، والطرق البديلة المتاحة لتخفيف الأضرار البشرية والمادية الناجمة عن هذه الظاهرة. تشمل هذه الدراسة حماية مدينة بسكرة ضد الفيضانات و عليه من الضروري اقتراح تخطيط فعال للوادي. وفي هذا الإطار تطرقنا إلى عدة محاور: وصف مفصل للمنطقة من أجل تحديد مصدر التدفق وانتقاله إلى المنفذ، تحليل سلسلة الأمطار وتحديد تدفق الوادي خلال 100 سنة، وضع خريطة للمناطق الفيضية عبر النمذجة الهيدروليكية، مناقشة الحلول المختلفة واختيار الحل الأنسب من الناحية التقنية والاقتصادية.

كلمات مفتاحية: فيضانات، واد زمر، مياه الأمطار، حماية، تدفق، النمذجة الهيدروليكية، بسكرة.

Résumé

La problématique des risques naturels et plus particulièrement du risque d'inondation est un sujet d'actualité en Algérie et dans le monde entier, notamment au regard des dernières grandes crues catastrophiques donc La gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit impliquer tous les acteurs concernés (décideurs, techniciens et population) afin d'identifier les enjeux à protéger, les moyens disponibles et alternatives possibles pour atténuer les dégâts humains et matériels provoqués par ce phénomène.

Le présent travail consiste à faire l'étude de protection de la ville de Biskra, (W.Biskra), contre les inondations. Pour cela il devient nécessaire de proposer un aménagement efficace afin de limiter les dégâts.

Dans ce cadre, plusieurs axes ont été étudiés : la description détaillée de la zone afin de comprendre la génération de l'écoulement et leur transfert à l'exutoire, l'analyse des précipitations maximales journalières, la détermination de débit de la crue centennale, la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique du cours d'eau par le logiciel HEC-Ras et une description des variantes d'aménagement proposés. Dans la fin de ce travail, la variante la plus adaptées d'un point de vue technico-économique est la variante mixte. Cette variante est composée de deux types le gabionnage à l'extrémité de la ville et le béton à l'intérieur de la ville.

Mots clés : Inondations, crues, Biskra, protection, Oued Z'mor, Débit, Hec Ras.

Abstract

The issue of natural hazards and specifically the risk of flooding is a topical issue in Algeria and around the world, particularly in view of the last so catastrophic floods. As such, managing this risk is becoming more of a necessity that must involve all stakeholders (decision makers, technicians and population) to identify the current issues as well as available and possible alternative ways to mitigate the human and material damage caused by this phenomenon. This work involves the protection of Biskra city (W.Biskra), against flooding. In this context, several axes have been studied: the detailed description of area to understand the generation of flow and transfer to the downstream, the analysis of maximum daily precipitation and determining the design flow rate, and draw up flood risk maps and management plans for these areas using the proposed variants. Finally, the most suitable variant from a technical and economic point of view is the mixed one by the beton within the inner-Biskra city circle and gabionnage outside the inner-Biskra city circle.

Keywords: Biskra city; Design flow; flood risk maps; Flood; Protection; Flood; Precipitation.

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Introduction.....	1
I.Genèse des crues et des inondations	1
II. Risque d'inondation.....	1
II.1. Les plans d'exposition aux risques des inondations (PERI) :.....	1
II.2. Définition du concept du risque :.....	2
III. Inondations provoquées par les crues et les eaux de surfaces.....	4
III.1. Influence du climat :.....	4
III.2. Les crues provoquées par les chevelus hydrauliques :.....	5
III.3. Le processus de formation des crues :	5
III.4. La période de retour de crues :	5
III.5. Paramètres influençant les inondations.....	6
III.5.1. Facteurs anthropiques :	6
a.L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables :.....	6
b.L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau :.....	6
c.L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :	6
d.La diminution des champs d'expansion des crues.....	6
III.5.2. Facteurs naturels (pluie, neige) :	6
III.5.3. Nature et occupation de sol :	7
IV. Historique des inondations dans l'Algérie.....	7
V. Historique sur inondations de Oued Z'mor.....	11
Conclusion	12

CHAPITRE II.1 Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	13
II.1. Situation géographique.....	13
II.2. Situation administrative.....	13
II.3. Caractéristiques morphologiques.....	14
II.3.1. Forme générale du relief :	14
II.3.2. Réseaux hydrographique :.....	14

II.3.3. Séismicité :.....	15
II.3.4. Caractéristiques géométriques :.....	16
II.3.4.1. Indice de compacité de Horton (KH) :.....	16
II.3.4.2. Indice de compacité de Gravelius (KC) :.....	16
II.3.4.3. Coefficient d'allongement (Ca) :.....	16
II.3.4.4. Rectangle équivalent :.....	16
II.3.5. Relief :.....	18
II.3.5.1. Courbe hypsométrique.....	18
II.3.5.2. Dénivelé simple (Ds) :.....	20
II.3.5.3. Altitudes caractéristiques :.....	21
II.3.5.3.a. Altitude maximale et minimale :.....	21
II.3.5.3.b. Altitude moyenne :.....	21
II.3.5.4. Les indices de pentes :.....	22
1. Indice de pente globale I _{pg}	22
2. Pente moyenne du bassin versant.....	23
3. Indice de pente moyenne I _{pm}	24
II.4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :.....	26
II.4.1. Densité de drainage :.....	27
II.4.2. Densité hydrographique « F » :.....	27
II.4.3. Le coefficient de torrentialité « C _t » :.....	27
II.4.4. Temps de concentration :.....	28
II.5. Vitesse de ruissellement :.....	31
Conclusion.....	32

CHAPITRE II.2 : Etude Géologique

INTRODUCTION:.....	33
I. ANALYSE LITHOSTRATIGRAPHIQUE:.....	33
I.1. Le Crétacé supérieur.....	34
I.2. Les formations du Tertiaire (CENOZOIQUE) :.....	37
a-Série marine du Nummulitique (Eocène inférieur et moyen):.....	37
b-Série continentale du Nummulitique (Eocène supérieur):.....	37
* Le Néogène :.....	38
Le Miocène marin:.....	38
Le Miocène continental:.....	38

I.3. LE QUATERNAIRE :	39
II.ANALYSE STRUCTURALE:.....	39
CONCLUSION:.....	42

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Introduction.....	43
III. 1 Caractéristiques climatologiques.....	43
III.1.1 Température :	43
III.1.2 Vent :	44
III.1.3 Humidité :	45
III.1.4 Précipitation atmosphérique :	45
III.2 Calcul hydrologique :	46
III.2.1 Caractéristiques de la station pluviométrique :	46
III.2.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin :	47
III.2.3 Pluies maximales journalières :	47
III.2.3.1 Choix de la loi d'ajustement :	48
a) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :	48
b) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL :	50
c) Test visuel :	52
III.3 Pluies des courtes durées fréquences et leurs intensités	53
III.4 Etudes des apports	56
III.4.1 Apport liquide :	56
III.4.1.a Formule de SAMIE :	56
III.4.1.b Formule dite 'Algérienne' ANRH :	56
III.4.1.c Formule de Dery :	56
III.4.1.d Formule de MALLET-GAUTIER :	57
III. 4.2 Caractéristiques de l'écoulement :	58
a. Module de l'écoulement :	58
b. Module de l'écoulement relatif :	58
c. Lamme d'eau écoulée :	59
d. Coefficient de l'écoulement :	59
e. Coefficient de variation :	59
III.5 Détermination des débits maximums.....	61
III.5.1 Formules empiriques et semi empiriques :	62

IV.5.1.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue :	62
IV.5.1.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :	62
IV.5.1.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :	62
III.6.1.1.3 Formule Rationnelle (TURRAZA):	63
III.5.1.2 Débits par la méthode de Gradex :	66
III.6 Apport solide en suspension.....	70
a) Méthode de TIXERONT :	70
b) Méthode d'estimation au Nord Algérien :	71
III.7 Choix de la période de retour	72
III.8 Hydrogramme de crue	72
III.8.1 Estimation du temps de base de la crue :	73
Conclusion	77

CHAPITRE IV Calcul hydraulique

Introduction.....	78
IV.2 Généralités	79
IV.2.1 Ecoulement à surface libre :	79
IV.2.2 Canaux à ciel ouvert :	79
IV.2.3 Différents types de Canaux :	80
1) Les canaux naturels :	80
2) Les canaux artificiels :	80
IV.2.4 Types d'écoulements :	81
a. Variabilité dans le temps :	81
a.1 Ecoulement permanent :	81
a.2 Ecoulement non permanent :	81
b. Variabilité dans l'espace :	81
b.1 Régime uniforme :	81
b.2 Régime non uniforme :	81
IV.3 Dimensionnement des canaux.....	82
IV.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme :	82
IV.3.2 Formules de calcul :	82
IV.3.3 Détermination de coefficient de Chézy :	82
IV.4 Paramètres géométriques	84
IV.4.1 Choix de la section de meilleure conductivité :	84

1. Canal à section rectangulaire :	85
2) Canal à section trapézoïdale :	86
IV.4.2 Calcul de la profondeur normal h_n :	88
IV.4.2.1 Méthode graphique :	88
IV.4.2.2 Méthode itérative :	89
IV.4.3 Calcul de la profondeur critique h_{cr} :	89
IV.4.3.1 Méthode graphique :	89
IV.4.3.2 Méthode analytique d'AGROSKINE :	90
IV.4.3.3 Méthode itérative :	90
IV.4.4. Calcul de la pente critique :	90
IV.4.5 Nombre de Froude :	91
IV.5 Calcul de ligne d'eau :	91
IV.5.1. Equation de la ligne d'eau :	91
IV.5.2. Les différentes formes de courbe de remous :	91
IV.5.3 Calcul de la surface d'eau :	93
IV.5.3.1 Démarche de la simulation :	94
1.Modélisation de la rivière :	94
2.Modélisation de l'écoulement :	96
3.Mise en marche de a simulation :	96
4.Visualisation des résultats et constatation :	97
IV.5.3.2 Calcul du ressaut :	98
IV.5.3.3 Calcul avant l'aménagement de l'oued :	100
IV.5.3.4 Données hydrométriques et conditions aux limites :	100
IV.6. Résultats des simulations :	100
IV.7 Les zones inondables :	115
Conclusion :	116

CHAPITRE V Variante de l'aménagement

Introduction :	117
V.1. Principe d'aménagement :	117
V.1.1. Les différents types d'aménagements envisageables :	117
V.1.1.1. Curage :	117
V.1.1.2. Recalibrage :	117
V.1.1.3. Réalisation des canaux :	117

V.1.1.4. Protection des berges :	117
V.1.15. Création des canaux périphériques :	118
V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux :	118
V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement :	119
V.1.3.1. La pente du projet :	119
V.1.3.2. Le coefficient de rugosité :	119
V.1.3.3. Vitesse d'érosion :	119
V.1.4. Revanche des canaux :	120
V.2. Etudes des variantes.....	120
V.2.1. Première variante : Canal en béton armé :	120
V.2.1.1. Dimensionnement :	121
V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement :	122
V.2.2.3. Estimation du coût de la variante :	125
V.2.2. Deuxième variante : Canal en gabion :	126
V.2.2.1. Avantages des structures en gabion :	126
V.2.2.2. Dimensionnement :	127
V-2-2-3 : Estimation du coût de la variante :	131
V-2-3 : Troisième variante : Canal mixte :	132
V-2-3-1 : Dimensionnement :	132
V-2-3-2 : Les paramètres d'écoulement :	133
V-2-3-4 : Estimation du coût de la variante :	136
V-3 : Choix de la variante d'aménagement	137
V-3-1 : Critères d'évaluation :	137
V-3-2 : La variante choisie :	137
Conclusion :	138

CHAPITRE VI Calcul génie civil

Introduction.....	139
VI.1. Actions et sollicitations.....	139
VI-1-1- Actions :	139
VI-1-1-1- Actions permanente (G) :	140
VI-1-1-2- Actions variables (Qi) :	140
VI-3-1-3- Actions accidentelles (FA) :	140
VI-1-2- Les sollicitations :	140

VI-2- Caractéristiques des matériaux :	141
VI-2-1- le béton :	141
VI-2-1-1- Le retrait :	141
VI-2-1-2- Le fluage :	141
VI-2-2- Les armatures :	141
VI-3- Contraintes de calcul.....	142
VI-3-1- Béton :	142
VI-3-2- Acier:	142
VI-4- Etude des voiles	143
VI-4-1- Comportement d'un voile.....	143
VI-4-1-1- Rupture par flexion :	144
VI-4-1-2- Rupture en flexion par effort tranchant :	144
VI-4-1-3- Rupture par écrasement ou traction du béton :	144
IV-4-2- Calcul des voiles et dalles pleines :	144
VI-4-3- Recommandations RPA99	144
VI-4-4- Ferrailage des voiles	145
VI-5- Calcul des voiles et du radier.....	147
VI-5-1 Expertise de Section en Flexion Simple :	147
VI-5-2. Hypothèses de calcul:	148
VI-5-3. Les efforts et les moments :	149
VI-5-4. La section :	153
VI-5-5 Les armatures :	153
VI-5-6 Moment appliqué :	153
VI-5-7. Résultats:	153
VI-5-8.Ferrailage :	154
VI-6-Vérification de la stabilité des murs en gabions	157
VI-6-1- vérification au glissement.....	157
VI-6-2- vérification au renversement (ou basculement) :	157
Conclusion	157

CHAPITRE VII Organisation du chantier

Introduction.....	158
VII.1 Généralités	158

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :	158
VII.1.1.1 Maître de l'ouvrage :	158
VII.1.1.2 Maître d'œuvre :	158
VII.1.1.3 L'entreprise :	159
VII.1.2 Définitions des engins utilisés :	159
VII.2 Devis quantitatif et estimatif du projet	160
VII.3 Planification des travaux	160
VII.3.1 Définition :	160
VII.3.2 Techniques de la planification :	161
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau :	161
VII.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique :	162
VII.3.3 Les étapes de la planification :	163
VII.3.3.1 Collection des informations :	163
VII.3.3.2 Décomposition du projet :	163
VII.3.3.3 Relations entre les tâches :	163
VII.3.4 Choix de la méthode de calcul :	163
VII.3.4.1 Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M.	163
VII.3.4.2 Chemin critique (C.C) :	164
VII.3.5 Diagramme de Gantt :	164
VII.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode CPM :	165
VII.3.7. Détermination des chemins critiques.....	166
Conclusion	168

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste d'abréviations

Liste des planches

Liste des tableaux

Chapitre I : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Chapitre II.1 : Présentation de la zone d'étude

Tableau II.1: Récapitulatif des surfaces des sous bassins versants	17
Tableau II.2: Récapitulatif des Périmètres des sous bassins versants	17
Tableau II. 3: Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant	17
Tableau II. 4: Classification des reliefs d'après l'ORSTOM.....	18
Tableau II. 5: Coordonnées de la courbe hypsométrique SBV1	18
Tableau II. 6 : Coordonnées de la courbe hypsométrique SBV2	19
Tableau II. 7 : Coordonnées de la courbe hypsométrique SBV3	20
Tableau II. 8: la dénivelé simple dans les 03 sous bassins	20
Tableau II. 9 : Altitudes caractéristiques	21
Tableau II. 10 : Indice de pente globale	23
Tableau II. 11: Pentés moyennes	23
Tableau II. 12: Indice de pente moyenne	24
Tableau II. 13 : Densité de drainage	27
Tableau II. 14 : Densité Hydrographique	27
Tableau II. 15: Coefficient de torrentialité des sous bassins	28
Tableau II. 16: Temps de concentration (TURRAZA).....	28
Tableau II. 17: Temps de concentration (SCS).....	29
Tableau II. 18 : Temps de concentration (GIANDOTTI).....	29
Tableau II. 19: Temps de concentration (VENTURA)	30
Tableau II. 20: Temps de concentration (SOLOVSKY)	30
Tableau II. 21: Temps de concentration	31
Tableau II. 22: Vitesse de Ruissellement	31

Chapitre II.2 : Etude géologique

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III. 1: Répartition mensuelle des températures moyennes et extrémales	44
Tableau III. 2: Fréquence moyenne interannuelle	45
Tableau III. 3: Répartition mensuelle des précipitations	45
Tableau III. 4: Caractéristique de la station pluviométrique	46
Tableau III. 5: Répartition mensuelle des Pluies (station de Biskra).....	47
Tableau III. 6: Caractéristiques de la série pluviométrique (44 ans)	48
Tableau III. 7: Caractéristique de la série	49
Tableau III. 8: Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	49
Tableau III. 9: Caractéristique de la série	50
Tableau III. 10: Résultat de l'ajustement à la loi GUMBEL	51
Tableau III. 11: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	52
Tableau III. 12: Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences pour chaque sous bassin	53

Tableau III. 13: Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	53
Tableau III. 14: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule de SAMIE	55
Tableau III. 15: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule Algérienne	55
Tableau III. 16: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule de Dery	56
Tableau III. 17: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule de MALLET-GAUTIER	56
Tableau III. 18: Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel	56
Tableau III. 19 Apport moyen annuel	57
Tableau III. 20: Module de l'écoulement	57
Tableau III. 21: Module de l'écoulement relatif	57
Tableau III. 22:Lame d'eau écoulée	58
Tableau III. 23:coefficient d'écoulement.....	58
Tableau III. 24: Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY	59
Tableau III. 25: Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV	59
Tableau III. 26: Coefficient de variation avec la formule de KRISTEKLY MENKEL.	60
Tableau III. 27: Coefficient de variation avec la formule Algerienne	60
Tableau III. 28: Coefficient de variation des trois sous bassin.....	61
Tableau III. 29: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)	61
Tableau III. 30: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	62
Tableau III. 31: Estimation des pertes.....	63
Tableau III. 32: Estimation des Qmax pour sbv01	63
Tableau III. 33: Estimation des Qmax pour sbv02.....	64
Tableau III. 34: Estimation des Qmax du sbv03.	64
Tableau III. 35: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA).....	64
Tableau III. 36: Débits de pointe par la méthode GRADEX	68
Tableau III. 37: Débits de pointe par la méthode GRADEX pour chaque Sous Bassin	68
Tableau III. 38: Débits maximum pour chaque Sous Bassin	69
Tableau III. 39: Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée	70
Tableau III. 40: Apport solide des quatre sous bassins par la méthode TEXERONT	70
Tableau III. 41: Apport solide des quatre sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie	70
Tableau III. 42: Débit de projet par 04 méthodes (fréquence limite=100ans)	71
Tableau III. 43: Temps de décrue.....	72
Tableau III. 44: Temps de base T en heures.....	73
Tableau III. 45: Débit de crue et les décrue pour différentes périodes de retour pour bv1	73
Tableau III. 46: Débit de crue et les décrue pour différentes périodes de retour pour bv2	74
Tableau III. 47: Débit de crue et les décrue pour différentes périodes de retour pour bv3	75

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

Tableau IV. 1: Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h	85
Tableau IV. 2: Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale	86

Tableau IV. 3: Quelques ordres de grandeur de fruit de talus	87
Tableau IV. 4: Différentes formes de courbes de remous (calameo.com)	91
Tableau IV. 5: Les différents types de ressaut (Ihb.org)	98
Tableau IV. 6: Résultats de la simulation du 1er Tronçon à l'état naturel sur HEC-RAS :	107
Tableau IV. 7: Résultats de la simulation du 2er Tronçon à l'état naturel sur HEC-RAS	110
Tableau IV. 8: Résultats de la simulation du 3er Tronçon à l'état naturel sur HEC-RAS	111

Chapitre V : Variantes de l'aménagement

Tableau V. 1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses	117
Tableau V. 2 : Coefficient de rugosité.	118
Tableau V. 3: Vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.	118
Tableau V. 4: Dimensions de l'aménagement d'Oued Z'mor (canal en béton armé).	120
Tableau V. 5: Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé.	121
Tableau V. 6 : Devis de la variante (canal en béton armé).	125
Tableau V. 7: Caractéristiques géométriques de la section gabionnée.	126
Tableau V. 8: Dimensions de l'aménagement d'Oued Z'mor (canal en gabion).	126
Tableau V. 9: Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion.	127
Tableau V. 10: Devis de la variante (canal en gabion)	131
Tableau V. 11: Dimensions de l'aménagement d'Oued Z'mor (canal mixte).	131
Tableau V. 12: Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte	133
Tableau V. 13: Devis de la variante (canal mixte).	136
Tableau V. 14: Cout de chaque variante.	137

Chapitre VI Calcul génie civil

Chapitre VII Organisation de chantier

Tableau VII. 1: Engins utilisés.....	158
Tableau VII. 2: Devis des différents travaux d'Oued Z'mor	159
Tableau VII. 3: Liste des opérations avec leurs durées.....	164
Tableau VII. 4: Succession des taches.	165
Tableau VII. 5: Détermination des chemins critiques.....	166

Liste des figures

Chapitre I : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Figure I. 1 : Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation des bassins versants (Bravard, 1991).....	2
Figure I. 2 : Model conceptuel du risque (Berni, 2010).....	3
Figure I. 3 : Chronologie du risque d'inondation (Agence spatiale Algérienne, 2012).....	4
Figure I. 4 : Paramètres influençant les inondations (Talah, 2014).....	7
Figure I. 5 : Carte de vulnérabilité aux inondations de la région de Biskra (W.Biskra).....	11
Figure I. 6 : Carte de vulnérabilité aux inondations pour les crues décennale, centennale, millénaire de la région de Biskra (W.Biskra).....	12

Chapitre II.1 : Présentation de la zone d'étude

Figure II. 1 : Limite administrative de la ville de Biskra (google Maps).....	13
Figure II. 2 : Délimitation du bassin versant	15
Figure II. 3 : Courbe hypsométrique du SBV1	19
Figure II. 4 : Courbe hypsométrique du SBV2	19
Figure II. 5 : Courbe hypsométrique du SBV3	20
Figure II. 6:Carte hypsométrique	22
Figure II. 7:Courbe du niveau du bassin versant de Oued Z'Mor	24
Figure II. 8 : Carte hydrographique et classification du bassin versant de Oued Z'Mor	24

Chapitre II.2 : Etude géologique

Figure II. 1 : Principaux ensembles géo-structuraux de l'Algérie.....	33
Figure II. 2 : Carte géologique de la wilaya de Biskra.....	34
Figure II. 3 : Carte géologique et hydrogéologique de la région de Biskra	36
Figure II. 4 : coupe lithostratigraphique de la ville de Biskra	39
Figure II. 5 : schéma structural de la région de Biskra	41

Chapitre III: Etude hydrologique

Figure III. 1: Répartition mensuelle des températures	44
Figure III. 2: Répartition mensuelle de précipitation.	47
Figure III. 3: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON	49
Figure III. 4: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	51
Figure III. 5: Représentation graphique de l'ajustement des 02 lois.....	52
Figure III. 6: Courbes Pluie– Durée – Fréquence (Biskra).....	55
Figure III. 7: Courbes Intensité– Durée – Fréquence (Biskra).	55
Figure III. 8: Mode d'application de la méthode de Gradex	69
Figure III. 9: Graphe de la méthode de GRADEX.....	69

Figure III. 10: Hydrogrammes de crues du bassin versant01 d'Oued Z'mor.....	75
Figure III. 11: Hydrogrammes de crues du bassin versant02 d'Oued Z'mor.....	76
Figure III. 12: Hydrogrammes de crues du bassin versant03 d'Oued Z'mor.....	77

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Figure IV. 1:Types d'écoulements.....	78
Figure IV. 2: l'inondation de oued Z'Mor en 2008.....	79
Figure IV. 3: Canal naturel.....	80
Figure IV. 4:Canal à forme rectangulaire.....	85
Figure IV. 5:Canal à forme trapézoïdale.....	86
Figure IV. 6: Relation entre le tirant d'eau et le débit normal (unistra.fr).....	88
Figure IV. 7: Energie spécifique en fonction de profondeur (huilier.fr).....	90
Figure IV. 8: Différentes formes de courbes de remous (Wikipédia).....	93
Figure IV. 9: Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	94
Figure IV. 10: Définition du tracé de l'oued et des sections du sous bassin 1.....	95
Figure IV. 11: Définition du tracé de l'oued et des sections du sous bassin 2.....	95
Figure IV. 12: Définition du tracé de l'oued et des sections du sous bassin 3.....	96
Figure IV. 13: Définition de la crue et des conditions aux limites (sous bassin1).....	97
Figure IV. 14: Définition de la crue et des conditions aux limites (sous bassin2).....	97
Figure IV. 15: Définition de la crue et des conditions aux limites (sous bassin3).....	98
Figure IV. 16:Schéma d'un ressaut hydraulique.....	98
Figure IV. 17: Typologie des ressauts (Wikipédia).....	99
Figure IV. 18: Vue en Plan en 3D du tronçon 1 d'Oued Z'mor après la simulation.....	100
Figure IV. 19: Vue en Plan en 3D du tronçon 2 d'Oued Z'mor après la simulation.....	100
Figure IV. 20: Vue en Plan en 3D du tronçon 3 d'Oued Z'mor après la simulation.....	100
Figure IV. 21: Profil en long du tronçon1 simulé d'Oued Z'mor avec la ligne de surface de l'eau sbv01.....	100
Figure IV. 22: Profil en long du tronçon 2 simulé d'Oued Z'mor avec la ligne de surface de l'eau sbv02.....	101
Figure IV. 23: Profil en long du tronçon 3 simulé d'Oued Z'mor avec la ligne de surface de l'eau sbv03.....	102
Figure IV. 24:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	102
Figure IV. 25:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	103
Figure IV. 26:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	104
Figure IV. 27:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	105
Figure IV. 28:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	106
Figure IV. 29:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).....	107
Figure IV. 30: Les zones inondables.....	115

Chapitre V : Variantes de l'aménagement

Figure V. 1: Profil en travers d'Oued Z 'mor aménagé avec un avec un canal en béton armé (première variante).....	125
---	-----

Figure V. 2: Vue en 3D d'Oued Z'mor aménagé par la 1ere variante	125
Figure V. 3: Coupe en travers d'un canal en gabion	126
Figure V. 4: Profil en travers d'Oued Z'mor aménagé avec un canal en gabion	127
Figure V. 5: Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued Z'mor aménagé selon la 2eme variante.	127
Figure V. 6: Profil en travers d'Oued Z'mor aménagé avec un canal en gabion pour les sections de 1-24 et 24-34.	136
Figure V. 7: Profil n travers d'Oued Z'mor aménagé avec un canal en béton armé pour les sections de 24-34.	136

Chapitre VI Calcul génie civil

Figure VI. 1: Flexion composé sous M ;N	145
Figure VI. 2: Vue en 3d à elu	147
Figure VI. 3: Vue en 3d à els	147
Figure VI. 4: Charge G	148
Figure VI. 5: Surcharge	148
Figure VI. 6: Effort normal sens X-X	149
Figure VI. 7: Effort normal sens y-y	149
Figure VI. 8: Moment sens x-x	149
Figure VI. 9: Moment sens Y-Y	149
Figure VI. 10: coupe sur moment x-x elu	150
Figure VI. 11: Coupe sur moment x-x els	150
Figure VI. 12: Coupe sur moment y-y elu	151
Figure VI. 14: Contrainte de Cisaillement SENS X-X –ELU	151
Figure VI. 15: Contrainte de Cisaillement SENS y-y –ELu	151
Figure VI. 16: Effort tranchants Q SENS X-X –ELU-	152
Figure VI. 17: Effort tranchants Q SENS Y-Y –ELU-	152
Figure VI. 18: DEPLACEMENT SENS X-X –ELS-	153
Figure VI. 19: DEPLACEMENT SENS X-X –ELS-	153
Figure VI. 20: Ferrailage Théorique Radier X-	154
Figure VI. 21: Ferrailage Théorique Radier Y-	154
Figure VI. 22: Ferrailage Théorique Radier X+	155
Figure VI. 23: Ferrailage Théorique Radier Y+	155
Figure VI. 20: Ferrailage Théorique Radier X-	154
Figure VI. 20: Ferrailage Théorique Radier X-	154

Chapitre VII Organisation de chantier

Figure VII. 1: Réseau à nœuds	165
Figure VII. 2: Diagramme de GANTT	166

Liste Des Planches

Planche n°1 : Plan de masse de la zone Ouest de Biskra avec oued Z'mor (w.Biskra)

Planche n°2 : Profil en long d'Oued Z'mor du tronçon étudiée (w.Biskra)

Planche n°3 : vue en plan après l'aménagement d'oued Z 'mor (w.Biskra) avec la variante choisie

Planche n°4 : Coupes en travers avant et après l'aménagement projeté.

Planche n°5 : Carte des Zones inondables.

Liste des Abréviations

- A** : Air du bassin versant (Km²).
- ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
- B**: largeur du canal (m).
- DRE** : Direction des ressources en eau.
- Dd** : Densité de drainage (Km/Km²).
- E** : Coefficient d'allongement.
- Fr**: Nombre de Froude.
- Hmoy**: Altitude moyenne(m).
- H canal** : Hauteur de canal (m).
- H eau**: Tirant d'eau(m)
- H cr**: Hauteur critique (m).
- Ig**: Indice de pente globale.
- Ip**: Indice de pente de roche.
- Im** : Pente moyenne.
- I** : Indice d'aridité annuel de de Martonne.
- Kc**: Coefficient de Gravelius.
- L** : Longueur du talweg principale (km).
- L** : Longueur du tronçon (m).
- Pmoy**: Précipitations moyennes mensuelle (mm).
- Pan** : Précipitations moyennes annuelle (mm)
- Pj max** : Précipitations journalières maximale(mm).
- P** : Périmètre mouillé (m).
- Ql**: Débit de crue (m³ /s).
- Rh** : Rayon hydraulique (m).
- S** : Surface mouillé (m²).
- Tc** : Temps de concentration (heures).
- Tmoy**: Température moyenne mensuelle (°C).
- Vr**: Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h).

Introduction



Générale

Introduction générale

L'eau peut être une source bénéfique comme elle peut être une source de problèmes. Elle présente des situations de paradoxes, d'une part de pénuries et d'autre part d'inondations. Ce dernier cas constitue un risque majeur sur le territoire national et dans le monde entier. Classées au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, les inondations entraînent la mort d'environ 500 000 personnes par an, la destruction des villes et des villages et la propagation des maladies dangereuses.

Pour les pays en voie de développement les bilans des dégâts humains et matériels engendrés sont souvent lourds à porter. Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs facteurs, c'est le résultat de la concordance de paramètres topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques. Cependant, elles ne sont pas toujours provoquées par des événements exceptionnels car elles peuvent avoir lieu suite à des épisodes météorologiques ordinaires sans être favorisées par l'intervention d'autres paramètres. Les statistiques obtenues de l'étude effectuée sur les zones inondées, au sein du pays, montrent que les bassins versants Algériens, de superficies importantes, de terres agricoles, de plaines et d'agglomérations sont fréquemment affectés par des oueds en crue.

Le présent travail a pour objectif de protéger la zone ouest de la ville de Biskra, contre les crues de l'Oued Z'mor, traversant la ville, qui à chaque crue qu'elle soit exceptionnelle ou ordinaire, provoque des inondations importantes dont la hauteur atteinte, lors de l'inondation du 22 octobre 2008, les 5 m suite à cette catastrophe, d'immenses dégâts, matériels et humains, ont été enregistrés.

Dans l'objectif de trouver une solution fiable, invulnérable et capable d'assurer la haute protection pour laquelle elle sera projetée, une étude profonde doit être faite dans le but de dégager les paramètres essentiels intervenant dans la genèse des crues ou dans l'aggravation des inondations.

L'étude que j'ai effectuée dans ce travail est scindée en six chapitres bien distincts. Le premier chapitre concerne l'historique des crues et des inondations en Algérie et présente les différentes causes qui leur donnent naissance ainsi que les conséquences engendrées. Le deuxième chapitre porte sur la présentation de la zone d'étude et nous informe sur sa localisation, le climat dominant, la géologie du terrain ainsi que la situation actuelle de l'Oued. Le troisième chapitre traite l'étude hydrologique du bassin versant, source essentielle des eaux alimentant l'Oued, nous renseigne sur les différentes caractéristiques de celui-ci et de celles du réseau hydrographique. L'ajustement des séries pluviométriques permettra la déduction de la loi statistique la plus adéquate afin de nous éclairer sur les pluies probables pour diverses périodes de retour et les débits qui leur correspondent. L'établissement du diagramme de crue nous permettra aussi d'extraire le débit de crue maximal qui sera le débit de projet selon lequel le dimensionnement de la protection sera fondé. Le quatrième chapitre concerne le calcul hydraulique du dimensionnement du canal de protection, de forme trapézoïdale en béton armé, et celui du gabion ainsi que le mixte qui comporte les deux projeté sur l'oued. Le cinquième chapitre concerne le choix de la variante, projeté sur l'oued selon l'étude technico-économique. Le sixième chapitre concerne l'organisation du chantier.

CHAPITRE 1

Historique sur les crues et
les inondations en Algérie

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

Introduction

Les inondations sont des catastrophes naturelles qui touchent tous les pays du globe terrestre. Elles sont générées souvent par les débordements des cours d'eau traversant des villes et des agglomérations et ou des débits importants des eaux de surface. L'étude de ce phénomène est nécessaire pour limiter tous les dégâts et réduire l'impact sur les villes inondées. Le but principal de ce chapitre est la présentation des notions et concepts fondamentaux liés au risque d'inondation, le phénomène naturel générateur de ce risque, ces types et ces causes ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité.

I . Genèse des crues et des inondations

Sous les termes de crues et d'inondations se cache un phénomène multiforme. Les crues, terme plutôt hydrologique, désigne le dépassement d'un certain débit ou d'une certaine hauteur par un cours d'eau. Cette hauteur d'eau peut être qualifiée en fonction de sa durée de retour ; par exemple une crue décennale est une hauteur d'eau ou un débit qui a une chance sur dix de se produire chaque année (Yahiaoui, 2012) .

Le terme inondation est d'acceptation plutôt topographique ou géomorphologique. Il désigne le débordement d'un cours d'eau de son lit mineur, mais aussi le remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. Ce type d'inondations pluviales se distingue par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau. Ces paramètres sont essentiels pour comprendre les dommages et instaurer des politiques de prévention efficaces. (Yahiaoui, 2012).

II. Risque d'inondation

Le risque d'inondation reste aujourd'hui le risque le plus répandu, faisant le plus de victimes et de dégâts. Il contribue pour 58% dans le nombre des victimes des catastrophes naturelles et pour 31% dans le montant des pertes économiques. (Bravard, 1991)

II.1. Les plans d'exposition aux risques des inondations (PERI) :

L'un des meilleurs moyens de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées à ce risque. Le PERI est parmi les anciens documents définissant les zones inconstructibles et des zones constructibles sous réserves de respecter certaines prescriptions. (Bravard, 1991)

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

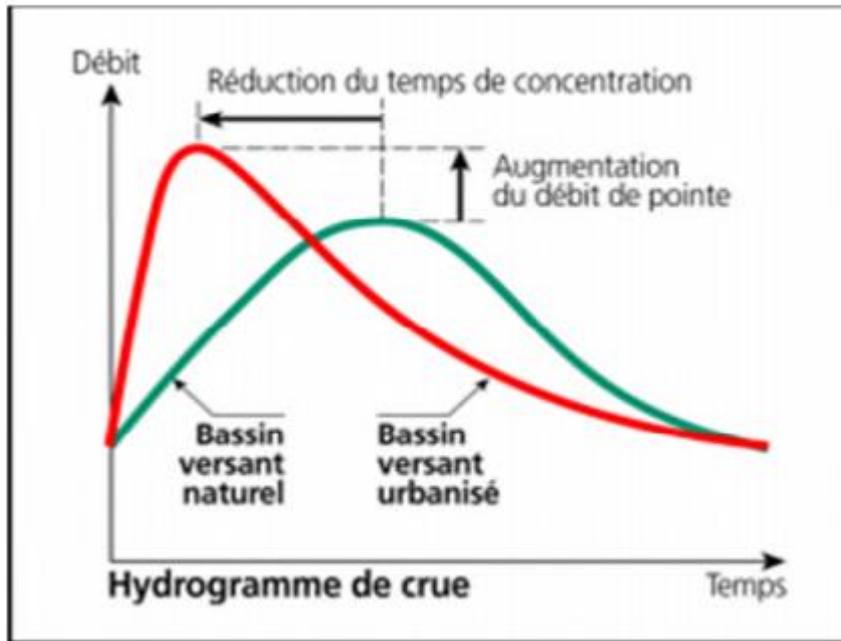


Figure I. 1: Illustration de l'augmentation du débit de pointe de crue due à l'urbanisation des bassins versants (Bravard, 1991)

II.2. Définition du concept du risque :

Un aléa environnemental est défini comme un événement instantané ou un processus continu qui, lorsqu'il se réalise, induit la possibilité de dégrader la qualité de l'environnement, directement ou indirectement. (Gilli, 2008)

Le risque est la conjonction d'un aléa et d'un milieu vulnérable ; par conséquent, un aléa ne présente un risque que lorsqu'il est susceptible d'affecter quelque chose de valeur. (Gilli, 2008) La notion de risque est communément définie comme la combinaison de deux composantes qui sont l'aléa et la vulnérabilité.

En effet, d'après (Torterotot, 1993) :

« Il n'y a pas de risque sans aléa naturel, il n'y en a pas sans élément vulnérable exposé ».

- La crue représente le phénomène naturel au moyen de sa fréquence et de ses descripteurs physiques.
- La vulnérabilité exprime le niveau d'effet prévisible d'un phénomène naturel sur les enjeux.
- Les enjeux, quant à eux, représentent les personnes, biens, activités, moyens, patrimoines, etc. susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel. (Torterotot, 1993)

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

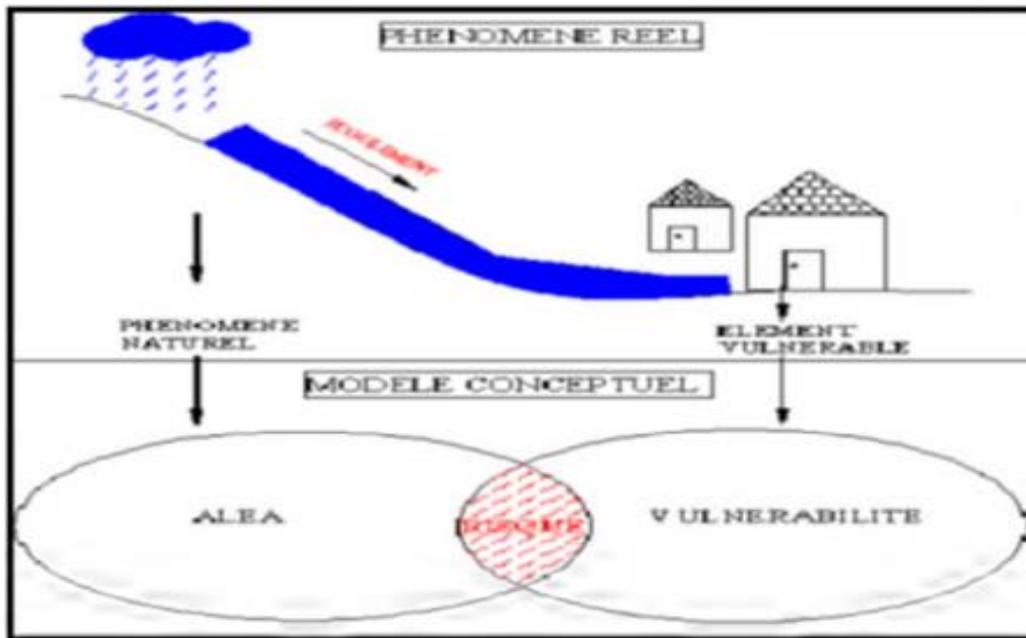


Figure I. 2 : Model conceptuel du risque (Berni, 2010)

La figure I.3 représente la chronologie des deux paramètres fondamentaux constituant le risque.

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

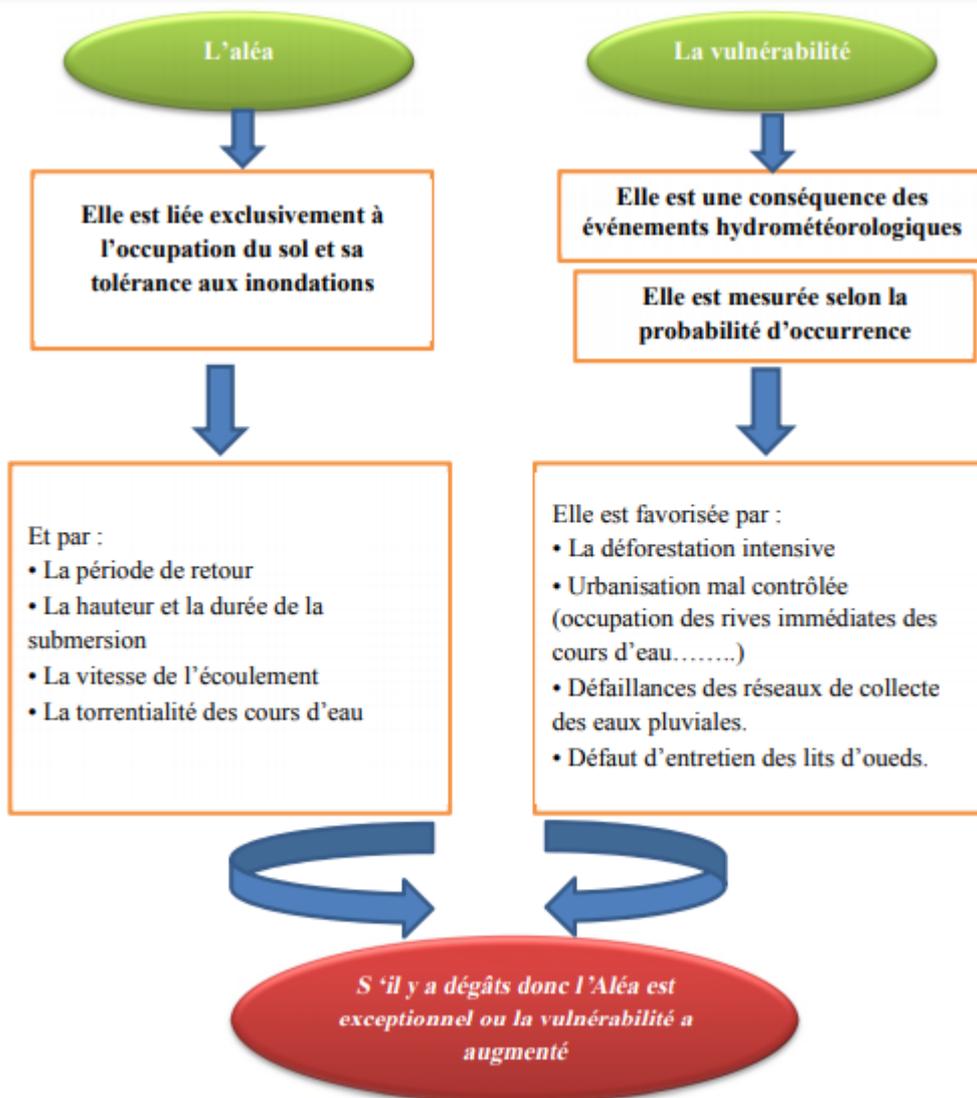


Figure I. 3 : Chronologie du risque d'inondation (Agence spatiale Algérienne, 2012)

III. Inondations provoquées par les crues et les eaux de surfaces

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Cette notion recouvre les inondations dues aux crues des rivières, des torrents de montagne et des cours d'eau intermittents méditerranéens ainsi que les inondations dues à la mer dans les zones côtières et elle peut exclure les inondations dues aux réseaux d'égouts. (Hostach, 2006)

III.1. Influence du climat :

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant sur le régime d'un cours d'eau, ce sont les précipitations surtout liquides, qui constituent le facteur essentiel. Elles interviennent par : Leur répartition spatiale et Leur répartition temporelle. Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon un effet combiné des autres paramètres physiques (altitude et exposition) et

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

climatiques (la température, l'évaporation, l'évapotranspiration, les vents et l'humidité); des facteurs qui influent sur l'écoulement et le régime hydrologique du bassin. (Talah, 2014)

III.2. Les crues provoquées par les chevelus hydrauliques :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. (Talah, 2014) Elle dépend essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie : son évolution obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse. Sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapports des confluences et des longueurs etc...), par la pente des thalwegs et la forme du lit. (Bouanani, 2004) Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants. Il peut être le résultat de l'écoulement superficiel ou souterrain ou les deux ensembles. (Pierre, 2007) Les crues sont de trois types :

- Les crues d'averses : Ce sont les crues les plus connus et plus répandues.
- Les crues de fonte de neige : Caractéristiques aux régimes climatiques neigeux. Elles sont liées à l'augmentation de température.
- Les crues d'embâcles : Généralement dues aux blocs de glaces ou troncs d'arbres qui s'accumulent formant des petits barrages et provoquant des inondations à l'amont. La débâcle est l'effet de la rupture de ces petits barrages résultant des inondations à l'aval. (Benmia, 2012)

III.3. Le processus de formation des crues :

Comprendre ce processus de formation des crues revient à analyser les différents facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

- L'eau mobilisable : constituée de l'eau reçue par le bassin versant.
- Le ruissellement : qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de sa pente, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux.
- Le temps de concentration : qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.
- La propagation de l'onde de crue : qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation. (Asnoui, 2014)

III.4. La période de retour de crues :

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants. Selon ce paramètre, on distingue:

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

- Les crues fréquentes : dont la période de retour est comprise entre un et deux ans.
- Les crues moyennes : dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans.
- Les crues exceptionnelles : dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.
- La crue maximale vraisemblable : qui occupe l'intégralité du lit majeur. (Yahiaoui, 2012).

III.5. Paramètres influençant les inondations

III.5.1. Facteurs anthropiques :

a. L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables :

Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle la concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les champs d'inondation génèrent le risque d'inondation par accroissement des enjeux, augmentation des vulnérabilités et absence de prévention-précaution. (Bachi, 2011)

b. L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau :

Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération des crues en aval et l'altération du milieu naturel. (Talah, 2014)

c. L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux. (Talah, 2014)

d. La diminution des champs d'expansion des crues

Consécutives à l'aménagement urbain ou agricole, elles ont pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues. (Bachi, 2011)

III.5.2. Facteurs naturels (pluie, neige) :

Les causes naturelles liées aux phénomènes météorologiques et au climat. L'eau de pluie ou de la neige est retenue par le sol, absorbée par la végétation ou évaporée, l'excédent formera les eaux de ruissellement qui, en atteignant les cours d'eau sont à l'origine des crues ou des inondations par élévation des lits des rivières. Les crues se produisent généralement en automne ou en hiver quand la

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

pluie et la fonte des neiges augmentent considérablement la quantité des eaux de ruissellement et aussi lorsque le sol et la végétation ne peuvent pas assimiler toute l'eau de ruissellement et provoquent une élévation du lit du cours d'eau. (Talah, 2014)

Précipitation → crue → inondation

III.5.3. Nature et occupation de sol :

La nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement influencent fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également le même rôle. Ainsi, pour une même quantité de pluie, une crue apparaîtra ou non. (Ledoux, 2006)

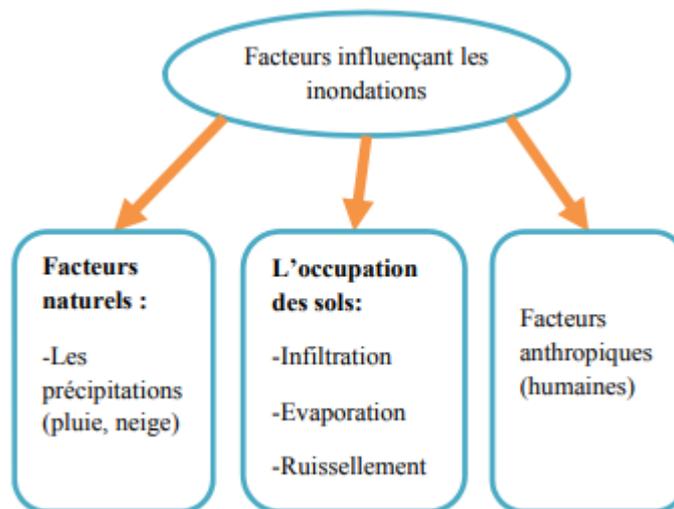


Figure I. 4 : Paramètres influençant les inondations (Talah, 2014)

IV. Historique des inondations dans l'Algérie

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées. Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements. (Yahiaoui, 2012)

L'Algérie a enregistré un certain nombre d'écoulement liés aux inondations en l'occurrence :

- **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

- **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.
- **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées. 01 septembre 1980 : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :
 - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
 - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
 - Skikda : 8000 habitations envahies.
 - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
 - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
 - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- **05 juillet 1987** : Des pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes. (Le Midi Libre)

- **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.
- **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.
- **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.
- **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :
 - Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
 - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
 - Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
 - Tissemsilt : neuf morts.
 - Sidi Bel Abbès : deux morts.
- **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref
- **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d' eau (oued M'Zab dont le débit

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d' au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.

- **01 octobre 2011** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à El Bayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued. Les inondations ont causé le décès d' au moins 08 personnes et 3 disparus et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées.
- **23 aout 2015** : les fortes pluies qui sont abattus on causé l'inondation de nombreuse habitations a travers plusieurs communes ,Tagha,Fesdis,Halka1,Halka3,Ain djasser, et bien d'autres localité le plupart des zones touchés sont des constructions délabré ou les services de la protection civile sont intervenus toute la nuit pour pomper les eaux pluviale (El Watan).
- **9 aout 2017** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Tamanrasset, Bordj baji mokhtar, Ain gezam, , . Les inondations ont causé le décès d' au moins 04 personnes et 8 disparus et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées(El Watan, 10 Aout 2017).
- **14 Avril 2018** : Les fortes pluies, qui se sont abattues sur la wilaya de **Batna**, ont causé avant-hier, d'énormes **inondations**. Les fortes pluies qui se sont abattues ont, en effet, causé l'inondation de nombreuses habitations dans plusieurs communes de la wilaya de Batna. Les services de la Protection civile ont, d'ailleurs,sauvé plusieurs personnes bloquées dans leurs foyers. Plusieurs **routes** ont,également, été fermées à cause de ces inondations, sur tout sur le centre-ville de la wilaya. Par ailleurs, dans les réseaux sociaux plusieurs personnes parlent d'une tornade qui a frappé la ville de Chemora à Batna à 18h, provoquant la panique parmi les habitants(Le Midi Libre, 16 avril 2018).
- **25 avril 2018** : les fortes pluies qui sont abattus sur la wilaya de Tiaret causé mercredi 25 avril d'énormes inondations. ce qui n'a pas été sans provoquer un vent de panique parmi la population. En effet en quelques heures de précipitations, plusieurs route on été rendues impossible a la circulation a travers la wilaya .même le centre de chef –lieu de wilaya n'a pas été épargné par les inondations (El Watan 27 avril 2018)
- **24-25 janvier 2019**: Les fortes pluies (155 mm en 48 heures NDLR) qui sont abattus sur la wilaya d'Annaba causé le 24- 25 janvier d'énormes inondations (Algerie presse service 27 janvier 2019).
- **16 Juin 2019** : les fortes précipitations qui sont abattu les derniers jours du mois du ramadhan sur les deux villes Djanet et Illizi au sud est algérien, ont provoquées de grand effets des inondations (Djazair, 17 juin 2019).

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

V. Historique sur inondations de Oued Z'mor

Les inondations représentent un risque réel dans les régions sahariennes, où ils ont laissé des dégâts humains et/ ou matériels. La commune de Biskra a été marquée par deux événements exceptionnels de précipitation enregistré le 20 octobre 2008 et les 11, 12 et 15 septembre 2009 . A titre indicatif, les précipitations ont atteint plus de 60 mm en 48 heures sur un total annuel estimé à 82 mm (75 %). Ce volume d'eau, inhabituel pour la région, a été un facteur déterminant dans le débordement de l'Oued Z'mor.

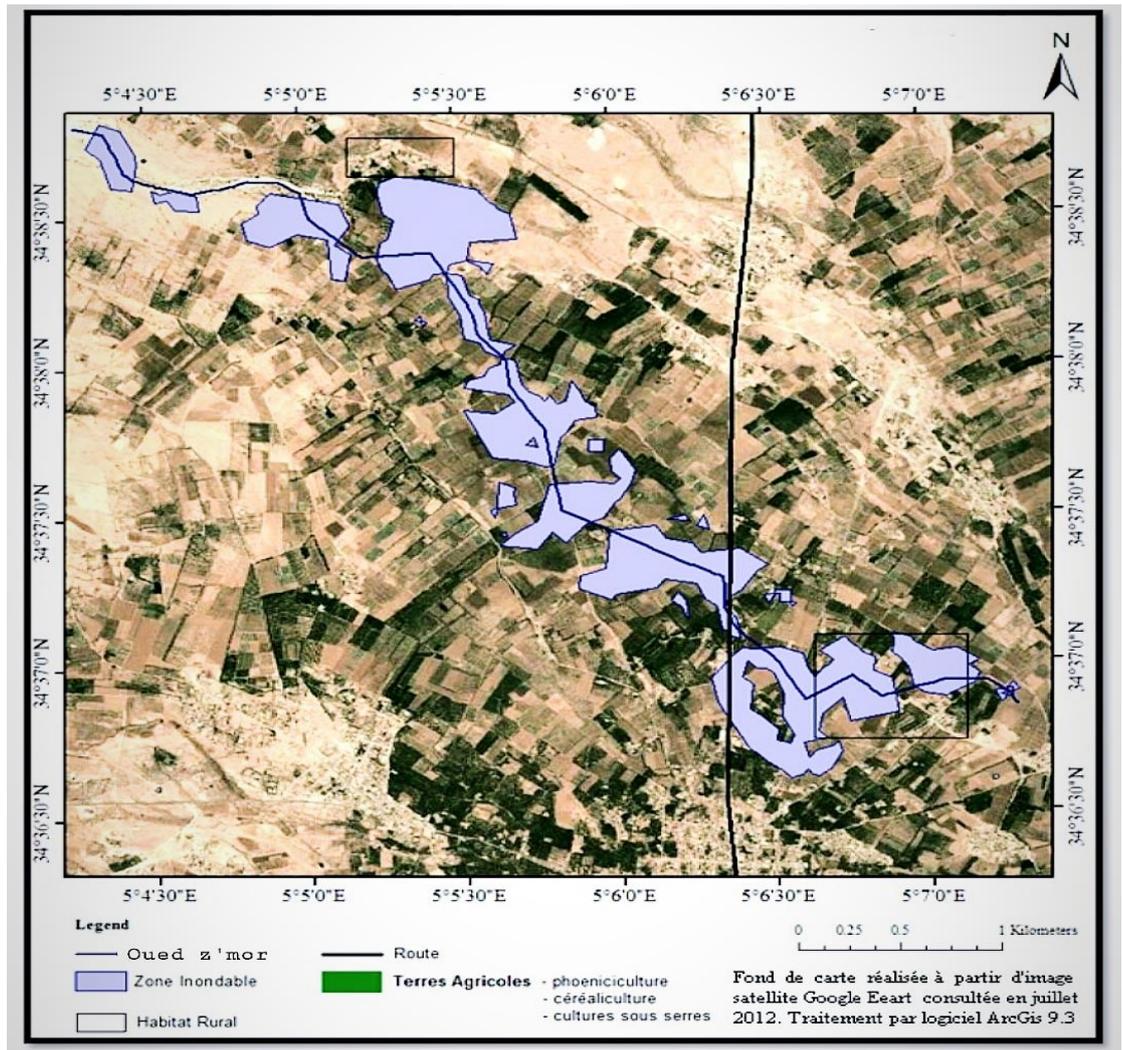


Figure I. 5 : Carte de vulnérabilité aux inondations de la région de Biskra (W.Biskra)

CHAPITRE I : HISTORIQUE SUR LES CRUES ET LES INONDATIONS EN ALGERIE

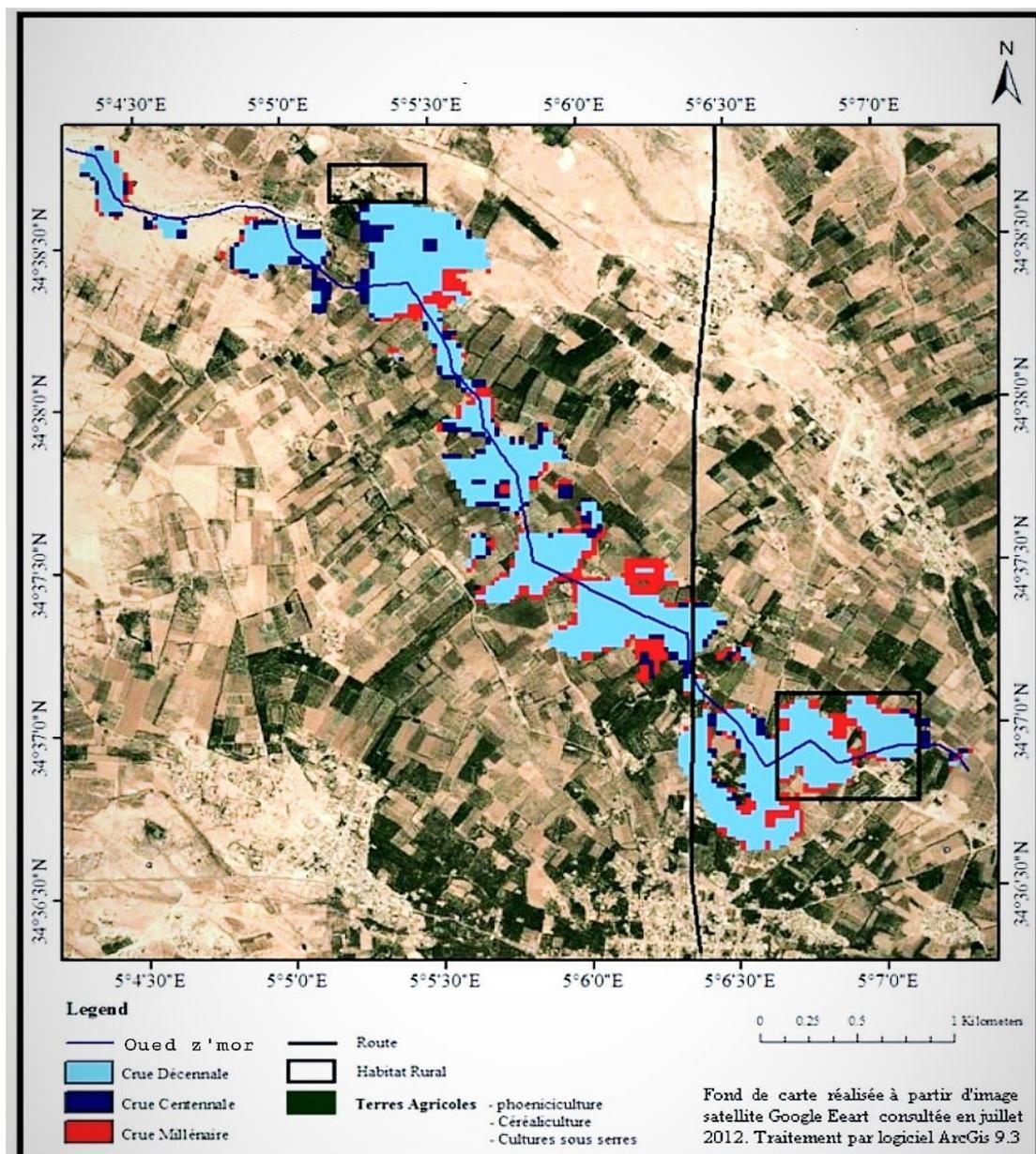


Figure I. 6 : Carte de vulnérabilité aux inondations pour les crues décennale, centennale, millénaire de la région de Biskra (W.Biskra).

Conclusion

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, son intensité varie spatialement et temporairement. Les conséquences qu'elle engendre en milieu naturel sont moindres tant dis que en milieu urbain, on ne peut jamais prévoir quel ampleur peuvent atteindre les dégâts humains et matériels entraînés par les inondations qui se procèdent. La problématique des inondations est particulièrement complexe à gérer. La protection des agglomérations de ce type de catastrophe nécessite l'implication de plusieurs disciplines afin de déterminer les divers paramètres contribuant dans leur formation ainsi que les solutions appropriées.

CHAPITRE 2.1

Présentation de la zone
d'étude

Introduction

Le chapitre est consacré à une description générale du bassin versant de la zone Ouest de la ville de Biskra afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau et d'avoir une vision générale sur les différents facteurs capables d'avoir une influence sur l'aménagement.

II.1. Situation géographique

La Zone Ouest Biskra est située à l'entrée de la ville de Biskra sur la route El Outaya. Elle figure sur la carte d'Etat major Biskra n°320, échelle 1/50000 aux coordonnées Lambert vertical suivantes :

$$\begin{array}{ll} X1 = 772.000 & X2 = 774.000 \\ Y1 = 174.000 & Y2 = 177.000 \end{array}$$

II.2. Situation administrative

Les limites administratives de la Wilaya de Biskra sont :

Au Nord-Est : Wilaya de Batna

Au Nord-Ouest : Wilaya de M'sila

A l'Ouest : Wilaya de Djelfa

A l'Est : Wilaya de Khenchela

Au sud-Est : Wilaya d'El Oued

La ville de Biskra est découpée par Oued Biskra et Oued Z'mor (**Figure 1**)



Figure II. 1 : Limites administratives de la ville de Biskra (google Maps).

II.3. Caractéristiques morphologiques**II.3.1. Forme générale du relief :**

La ville de Biskra est située sur une étendue de terrain plat à la cote NGA d'environ 120 m.

Au Nord on trouve une chaîne de montagnes allant de la cote 400m à l'ouest jusqu'à la cote 200m à l'est.

Le centre ville de Biskra est entouré d'une chaîne de monticules favorisant la naissance d'une multitude de ravineaux et de plusieurs oueds

- ❖ A l'Est, on trouve Oued Biskra alimenté à l'amont par plusieurs oueds entre autres on a :
 - Oued Khelidj Ben Souidi
 - Oued Branis
 - Oued Lefrahi
 - Oued El Besbes
 - Oued Lakhdar
- ❖ A l'Ouest, on trouve Oued Z'mor qui traverse les monticules Ed Delouet Brahim et El Corab au niveau du passage dit Foug Maouia. Il est alimenté en cours de trajet par les affluents suivants :
 - Oued Hammam
 - Oued Hassi Mebrouk
 - Oued El Tera
 - Oued Leham

Aussi le non prise en charge du réseau hydrographique durant les aménagements des zones urbaines et parfois la construction dans les zones de servitude des cours d'eau et même dans des lits, a provoqué des modifications dans les écoulements d'eau de ruissellement de manière anarchique et par conséquent des inondations dans le centre urbain.

Les monticules qui contournent l'assiette du centre ville sont :

A l'Ouest on trouve Dj.Bou Rghzel et Dj.Bou Mengouch

Au Nord on trouve Dj.El Melga

A l'Est on trouve Dj.Chetma

II.3.2. Réseaux hydrographique :

Oued Z'mor est l'un des affluents d'oued Melah. Il prend sa naissance des altitudes de Djebel Bou Rhezal à l'Ouest de Biskra ville.

Parmi ses affluents on cite, Oued Z'mor , Oued el Hamura, Oued Hassi Mebrouk

J'ai établis la carte du réseau hydrographique de Oued Z'mor par le logiciel Arcgis

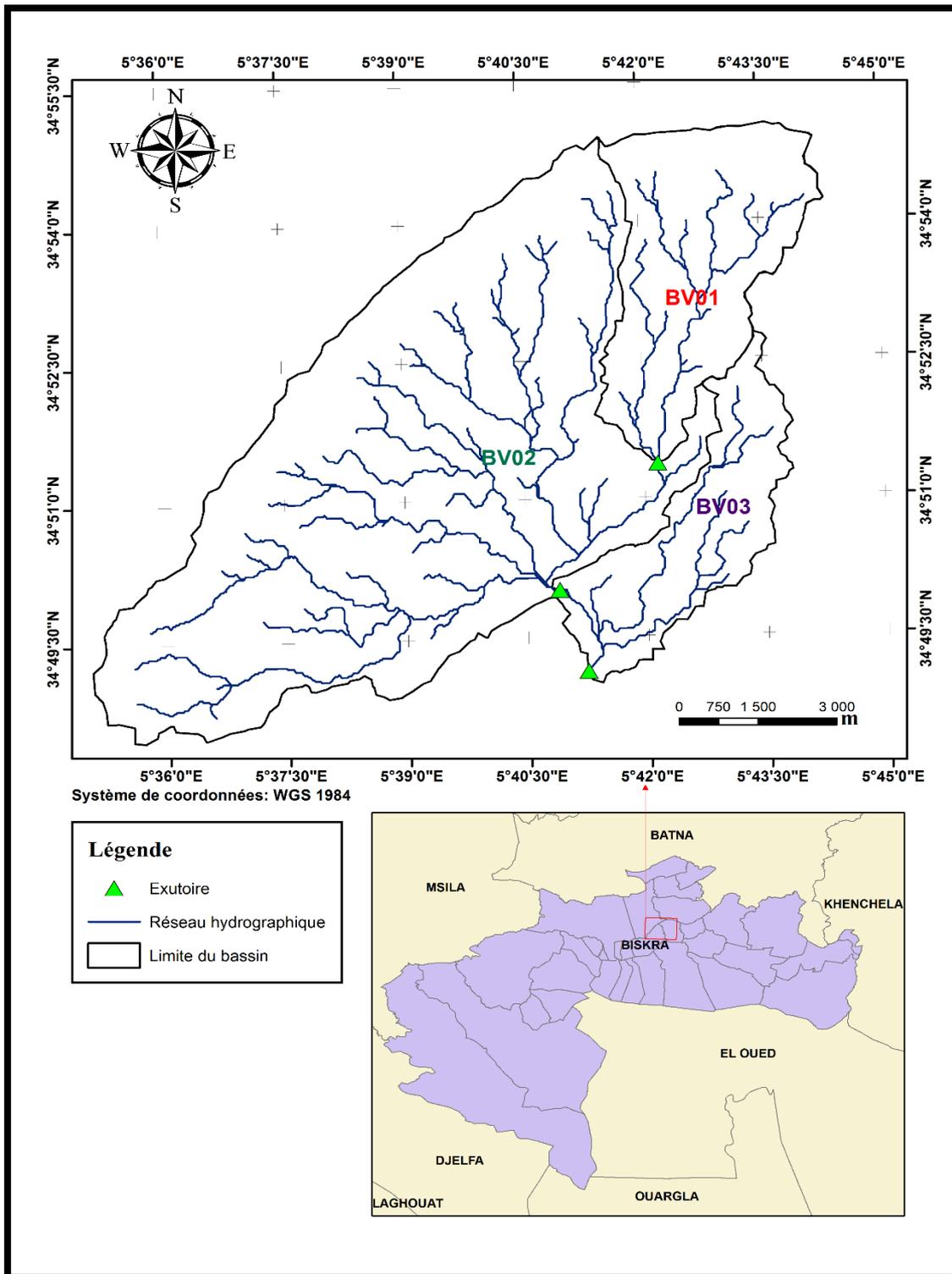


Figure II. 2 : Délimitation du bassin versant(Arcgis)

II.3.3. Séismicité :

La Zone Ouest de la ville de Biskra (Wilaya de BISKRA) est classée dans la zone une (01) de la carte de zonage sismique du territoire national, où les activités sismique sont faibles et ne nécessitent pas des mesures spéciales ou antisismiques lors de l'édification des ouvrage

II.3.4. Caractéristiques géométriques :

II.3.4.1. Indice de compacité de Horton (KH) :

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} \quad (\text{II.01})$$

KH : Indice de compacité de Horton;

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

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

II.3.4.2. Indice de compacité de Gravelius (KC) :

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante:

$$K_C = \frac{0.28 P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.02})$$

P : Périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

II.3.4.3. Coefficient d'allongement (Ca) :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (\text{II.03})$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

II.3.4.4. Rectangle équivalent :

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

a) Longueur (L) :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \quad (\text{II.04})$$

b) Largeur (l):

$$l = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \quad (\text{II.05})$$

Avec :

Kc : Indice de compacité de Gravelius ;

S : Superficie du bassin versant en km ;

L :Longueur du rectangle équivalent en km ;

l : Largeur du rectangle équivalent en km.

c) Superficie (s) :

Définie comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau principale, et ses affluents, cette surface est séparée par une ligne de partage des eaux. Elle est mesurée à l'aide du planimètre.

Tableau II.1: Récapitulatif des surfaces des sous bassins versants

Bassin Versant	Superficie (Km²)
Sous bassin O.Z'mor 01	17.67
Sous bassin O.Z'mor 02	85.33
Sous bassin O.Z'mor 03	97.18

d) Périmètre (p) :

Mesuré à l'aide du curvimètre

Tableau II.2: Récapitulatif des Périmètres des sous bassins versants

Bassin Versant	Périmètre (Km²)
Sous bassin O.Z'mor 01	21.279336
Sous bassin O.Z'mor 02	45.66994
Sous bassin O.Z'mor 03	49.979647

Tableau II. 3:Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant

Bassin Versant	Superficie (Km²)	Périmètre (Km²)	Longueur (km)	Largeur (km)	longueur du talweg principal (km)	Kc
Sous bassin O.Z'mor 01	17.67	21.279336	8.58	2.06	9.33	1.42
Sous bassin O.Z'mor 02	85.33	45.66994	18.13	4.71	15.43	1.38
Sous bassin O.Z'mor 03	97.18	49.979647	20.17	4.82	13.34	1.42

II.3.5. Relief :

Le relief a une forte influence sur la forme de l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée 'Courbe hypsométrique'. Le relief a une forte influence sur la forme de l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée 'Courbe hypsométrique'.

Tableau II. 4: Classification des reliefs d'après l'ORSTOM

<i>Classe de relief</i>	<i>Dénivelée spécifique (Ds) m</i>	<i>Relief</i>
<i>R₁</i>	<i>D_s < 10</i>	<i>Très faible</i>
<i>R₂</i>	<i>10 < D_s < 25</i>	<i>Faible</i>
<i>R₃</i>	<i>25 < D_s < 50</i>	<i>assez faible</i>
<i>R₄</i>	<i>50 < D_s < 100</i>	<i>Modéré</i>
<i>R₅</i>	<i>100 < D_s < 250</i>	<i>Assez fort</i>
<i>R₆</i>	<i>250 < D_s < 500</i>	<i>Fort</i>
<i>R₇</i>	<i>D_s > 500</i>	<i>Très fort</i>

II .3.5.1. 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. Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/100.000). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après:

Sous Bassin versant d'O.Z'mor 01 (SBV1) :

Tableau II. 5: Coordonnées de la courbe hypsométrique SBV1

alti 1(m)	alti 2(m)	altitude moy(m)	surface (KM2)	surface (%)	% CUM
106	127	116.5	2.406895	13.62240774	100
127	145	136	3.84355	21.75350618	86.37759
145	162	153.5	4.150051	23.48822315	64.62409
162	179	170.5	3.64783	20.64578123	41.13586
179	203	191	2.025893	11.46603424	20.49008
203	235	219	0.616657	3.490120296	9.024047
235	270	252.5	0.392257	2.220073909	5.533927
270	311	290.5	0.414645	2.346784241	3.313853
311	379	345	0.170868	0.96706901	0.967069

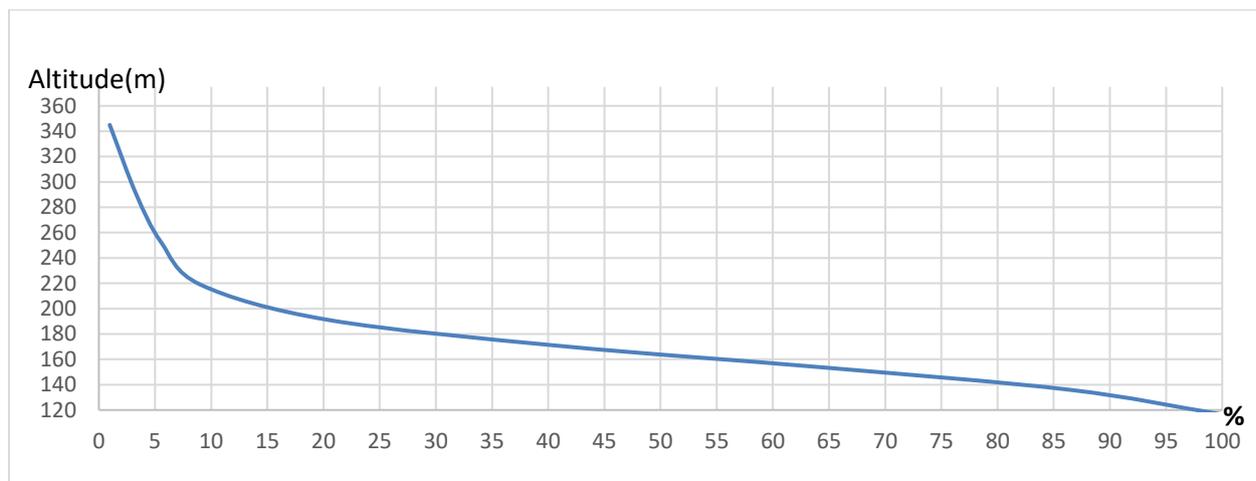


Figure II. 3 : Courbe hypsométrique du SBV1

Sous Bassin versant d'O.Z'mor 02 (SBV2) :

Tableau II. 6 : Coordonnées de la courbe hypsométrique SBV2

alti 1(m)	alti 2(m)	altitude moy(m)	surface (KM2)	surface (%)	% CUM
87	120	103.5	17.233043	20.19575525	100
120	144	132	21.861174	25.61955654	79.80424
144	168	156	18.117265	21.23199308	54.18469
168	196	182	11.200568	13.12617452	32.9527
196	230	213	5.972883	6.999743642	19.82652
230	266	248	4.421091	5.181166887	12.82678
266	307	286.5	3.682683	4.315811463	7.64561
307	359	333	1.926266	2.257430488	3.329799
359	491	425	0.915052	1.072368138	1.072368

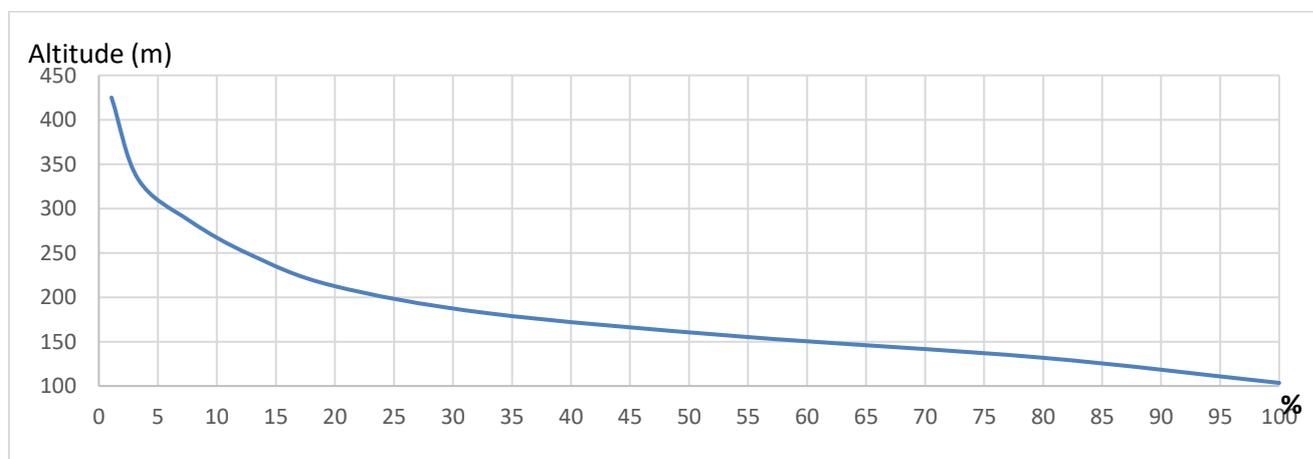


Figure II. 4 : Courbe hypsométrique du SBV2

Sous Bassin versant d'O.Z'mor 03 (SBV3) :

Tableau II. 7 : Coordonnées de la courbe hypsométrique SBV3

alti 1(m)	alti 2(m)	altitude moy(m)	surface (KM2)	surface (%)	% CUM
80	115	97.5	21.89561	22.53115322	100
115	141	128	25.254957	25.98800882	77.46885
141	167	154	21.2422	21.85877731	51.48084
167	200	183.5	12.737523	13.10724307	29.62206
200	242	221	6.711038	6.905832971	16.51482
242	287	264.5	4.996519	5.141548245	9.608985
287	344	315.5	3.030429	3.118390405	4.467436
344	491	417.5	1.310993	1.349045958	1.349046

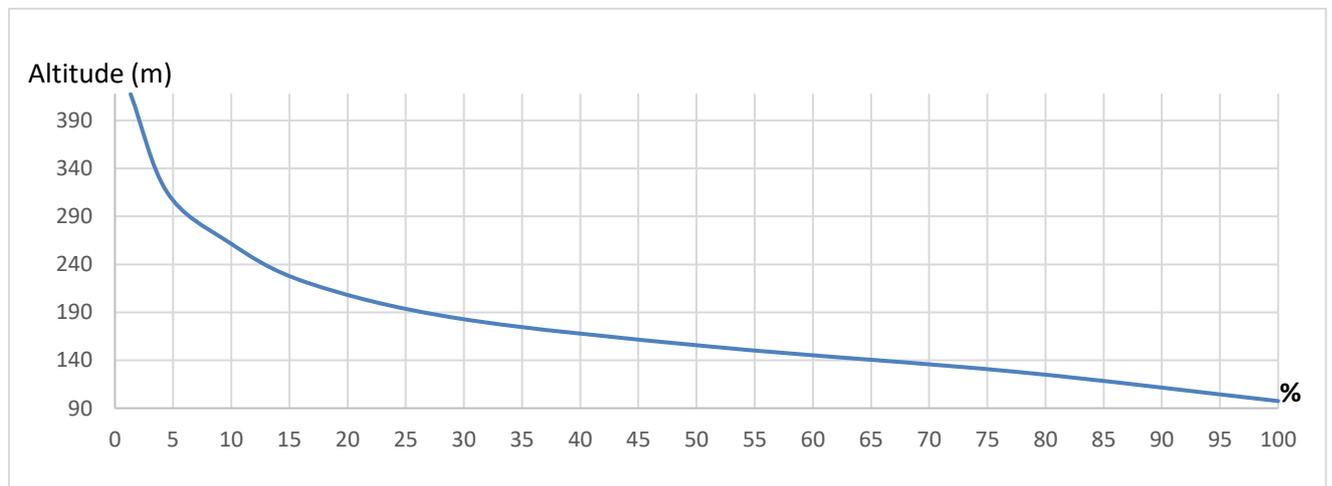


Figure II. 5 : Courbe hypsométrique du SBV3

II.3.5.2. Dénivelé simple (Ds) :

La dénivelé ne dépend que de l'hypsométrie et de la forme, elle est obtenue directement de la courbe hypsométrique

$$Ds = H_{5\%} - H_{95\%}$$

Tableau II. 8: la dénivelé simple dans les 03 sous bassins

Bassin versant	Dénivelé simple
Sous bassin versant O.Z'mor 01	130
Sous bassin versant O.Z'mor 02	200
Sous bassin versant O.Z'mor 03	185

D'après la classification de l'ORSTOM, on conclut que notre bassin versant présente un relief assez fort ($100 < D_s < 250$)

II.3.5.3. Altitudes caractéristiques :**II.3.5.3.a. Altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

II.4.5.3.b. Altitude moyenne :

$$H_{MOY} = \Sigma \left(\frac{S_i * H_i}{S} \right)$$

Avec :

Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²);

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m);

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II. 9 : Altitudes caractéristiques

Bassin versant	H moy (m)	H max (m)	H min (m)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	162	491	87
Sous bassin versant O.Z'mor 02	163.93	379	106
Sous bassin versant O.Z'mor 03	157.28	491	80

J'ai établis la courbe hypsométrique avec le logiciel Arcgis :

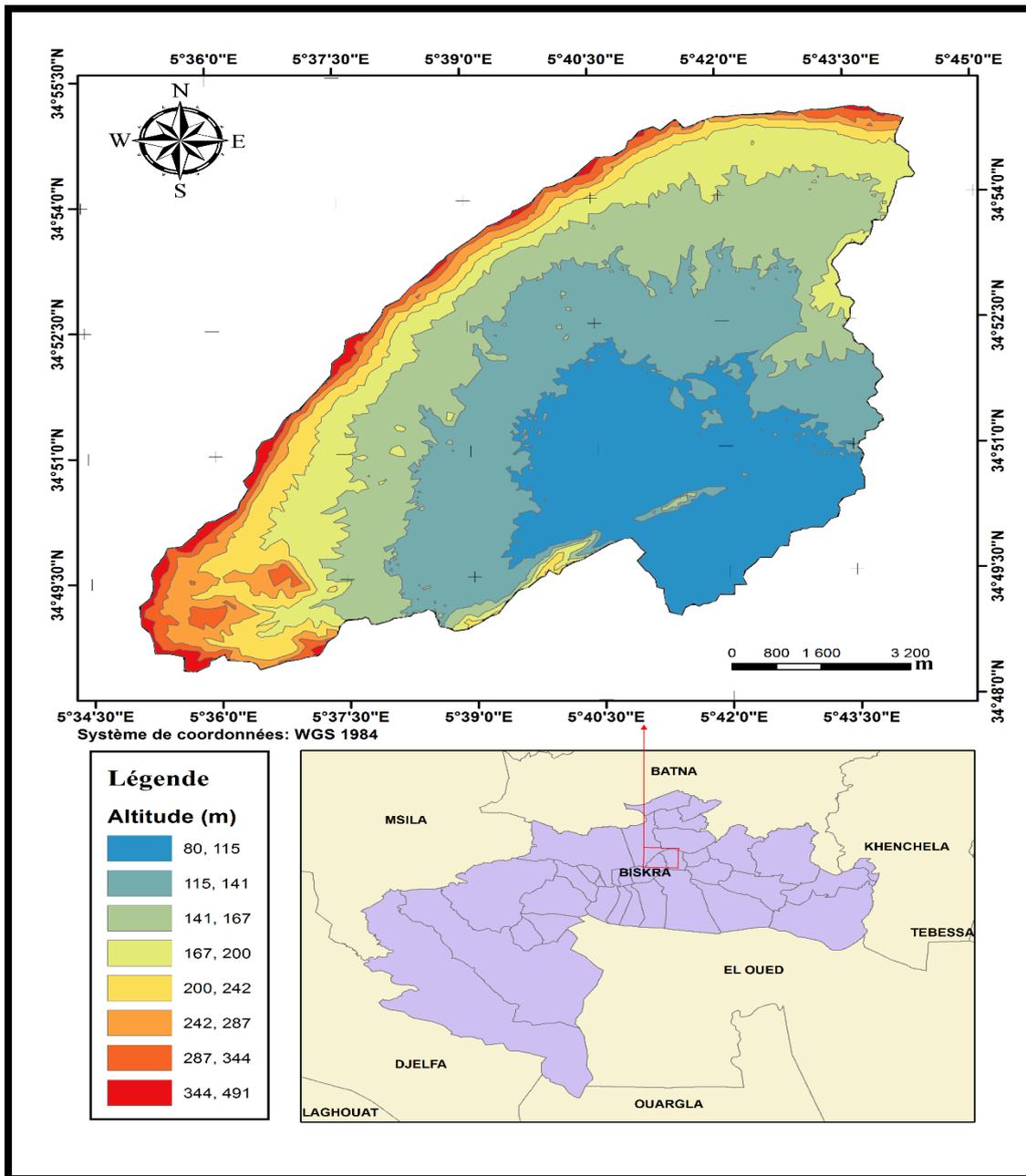


Figure II. 6: Carte hypsométrique

II.3.5.4. Les indices de pentes :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes et la classe d'un bassin versant.

Aussi, on les utilise dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

1. Indice de pente globale I_{pg}

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_{pg} = \frac{D}{L} \quad (II.06)$$

Avec:

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$ ou ($H_{5\%}$, $H_{95\%}$ sont tirés d'après la courbe hypsométrique)

L : la longueur du rectangle équivalent. Km

Tableau II. 10 : Indice de pente globale

Bassin versant	Indice de pente globale I_{pg}
Sous bassin versant O.Z'mor 01	0.0152
Sous bassin versant O.Z'mor 02	0.0110
Sous bassin versant O.Z'mor 03	0.01

On constat que $0.01 < I_{pg} < 0.02 \Rightarrow$ **Donc le relief est modéré.**

2. Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (II.07)$$

Avec :

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

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

En utilisant le logiciel ArcGis (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau)

Tableau II. 11: Pentes moyennes

Bassin versant	Pente moyenne du Bv I_m
Sous bassin versant O.Z'mor 01	47.07
Sous bassin versant O.Z'mor 02	88.88
Sous bassin versant O.Z'mor 03	81.19

3. Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{H_{max-min}}{L} \text{ (II.08)}$$

Tableau II. 12: Indice de pente moyenne

Bassin versant	Indice de Pente moyenne du Bv I_{pm} (m/Km)	I_{pm} (%)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	47.09	4.71
Sous bassin versant O.Z'mor 02	15.06	1.6
Sous bassin versant O.Z'mor 03	20.38	2.04

En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est fort et relief fort. On assiste, donc, à un écoulement torrentiel.

J'ai établis la carte des courbes de niveau des sbvs à l'aide du logiciel Arcgis :

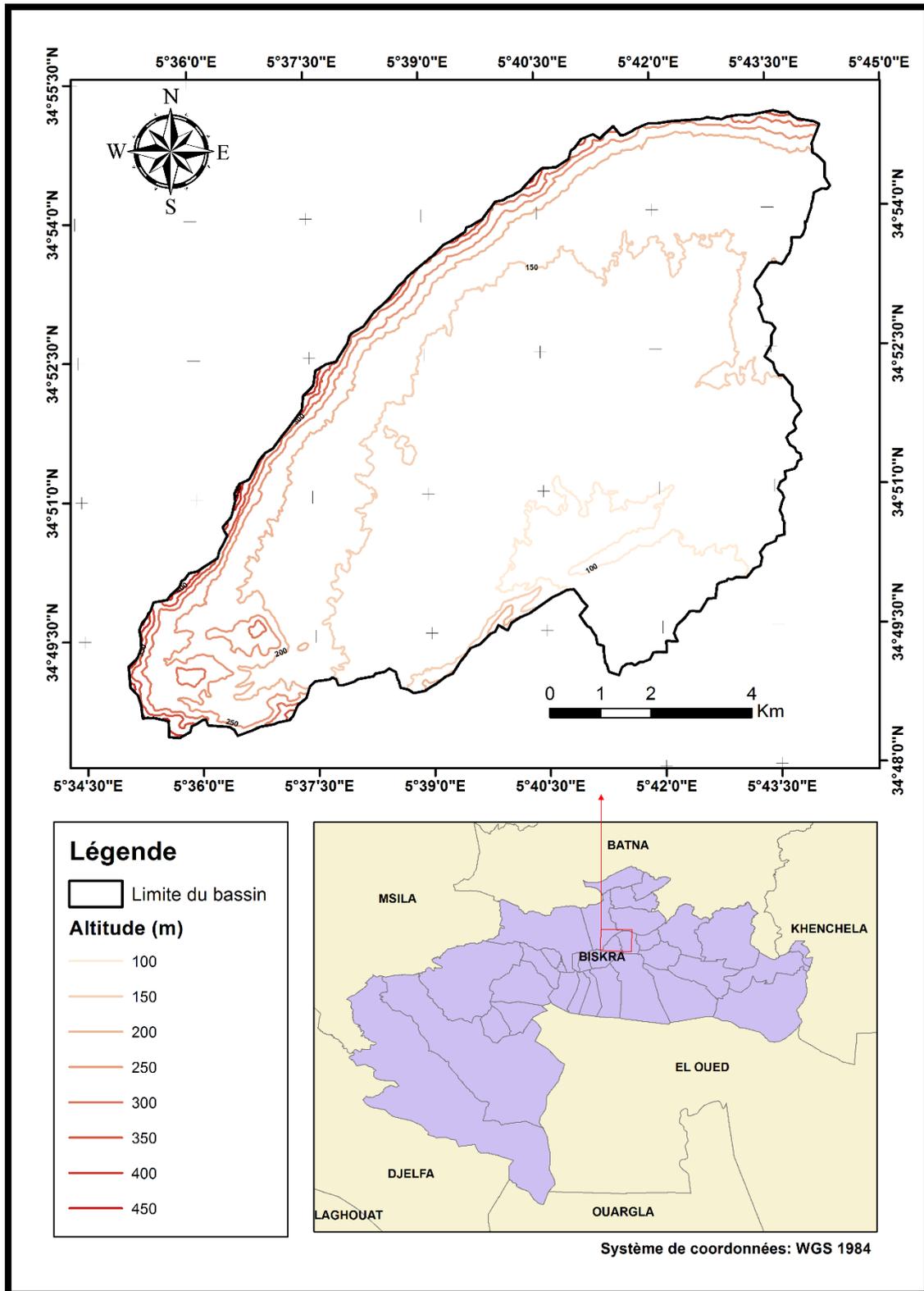


Figure II. 7: Courbe du niveau du bassin versant de Oued Z'Mor

II.4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

J'ai fait la classification de schum avec Arcgis

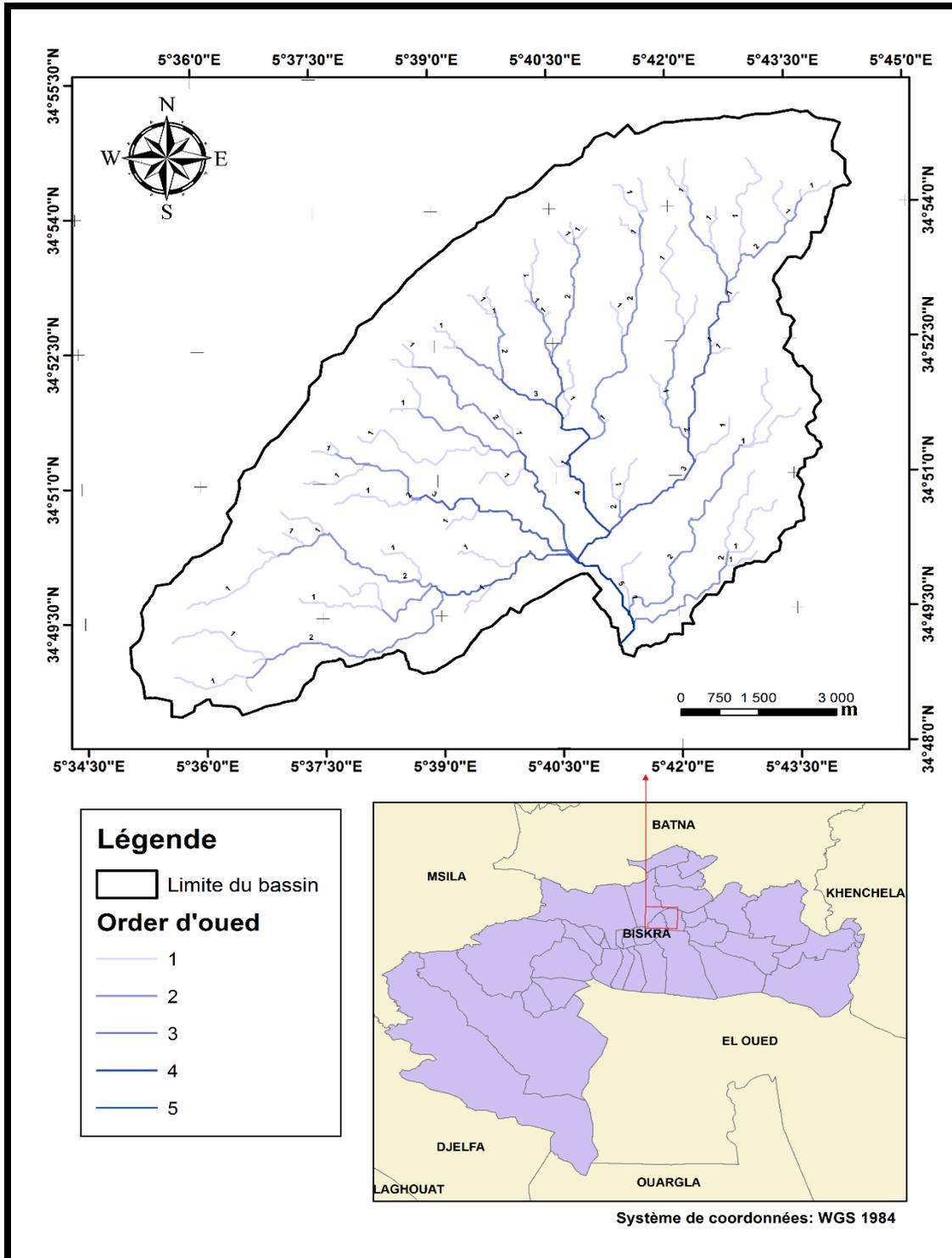


Figure II. 8 : Carte hydrographique et classification du bassin versant de Oued Z'Mor

II.4.1. Densité de drainage :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{s} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

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

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

Tableau II. 13 : Densité de drainage

Bassin versant	Densité de drainage D_d (km/km ²)
BV01	1.33
BV02	1,41
BV03	1,45

II.4.2. Densité hydrographique « F » :

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

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

F : densité hydrographique [km⁻²]

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

S : superficie du bassin [km²]

Tableau II. 14 : Densité Hydrographique

Bassin Versant	N	S (Km ²)	F (Km ⁻²)
SB1	9	17.67	0.51
SB2	37	85.33	0.44
SB3	5	97.18	0.05

II.4.3. Le coefficient de torrentialité « C_t » :

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t = D_d F \quad (\text{III.11})$$

Avec :

Dd : densité de drainage.

F : densité hydrographique.

Tableau II. 15: Coefficient de torrentialité des sous bassins

Sous bassin	C _t
SB1	0.75
SB2	0.62
SB3	0.1

II.4.4. Temps de concentration :

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l' exutoire. C' est une caractéristique importante de tout bassin versant. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques

- **Formule de TURRAZA :**

$$Tc = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S*L}}{\sqrt{I}} \quad (III.12)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

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

Le Tableau suivant montre les calculs :

Tableau II. 16: Temps de concentration (TURRAZA)

Bassin versant	Temps de concentration Tc (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	2.73
Sous bassin versant O.Z'mor 02	3.97
Sous bassin versant O.Z'mor 03	4.13

- **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA) :**

$$T_c = 0.87 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.387} \quad (III.13)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

Tableau II. 17: Temps de concentration (SCS)

Bassin versant	Temps de concentration Tc (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	1.14
Sous bassin versant O.Z'mor 02	2.38
Sous bassin versant O.Z'mor 03	1.72

- **Formule de GIANDOTTI :**

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5L}{0.8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.14)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Tableau II. 18 : Temps de concentration (GIANDOTTI)

Bassin versant	Temps de concentration Tc (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	1.92
Sous bassin versant O.Z'mor 02	4.55
Sous bassin versant O.Z'mor 03	3.67

- **Formule de VENTURA :**

Elle est donnée par :

$$T_c = 0.1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{Im}} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

Im : Pente moyenne du cours d' eau;

S : Surface du bassin versant.

Tableau II. 19: Temps de concentration (VENTURA)

Bassin versant	Temps de concentration Tc (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	1.53
Sous bassin versant O.Z'mor 02	1.88
Sous bassin versant O.Z'mor 03	2.05

- **Formule de SOLOVSKY :**

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = x = \frac{L}{3.6Vr} \quad (\text{III.16})$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

Vr : Vitesse de ruissellement en (m/s).

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s.Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau II. 20: Temps de concentration (SOLOVSKY)

Bassin versant	Temps de concentration Tc (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	1.73
Sous bassin versant O.Z'mor 02	2.86
Sous bassin versant O.Z'mor 03	2.47

Donc en prend la valeur minimal des cinq formules (SCS, VENTURA, TURRAZA et SOLOVSKY et GIANDOTTI) on trouve

Tableau II. 21: Temps de concentration

Bassin versant	Temps de concentration Tc (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	1.14
Sous bassin versant O.Z'mor 02	2.38
Sous bassin versant O.Z'mor 03	1.72

II.5. Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

Tableau II. 22: Vitesse de Ruissellement

Bassin versant	VR (m/s)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	2.27
Sous bassin versant O.Z'mor 02	1.80
Sous bassin versant O.Z'mor 03	2.16

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé toutes les informations et les caractéristiques géographiques, climatologiques, topographiques, géologiques, hydrogéologiques et hydro-morphologiques de la région d'étude pour une présentation de la zone et afin d'estimer la crue.

CHAPITRE 2.2

Etude Géologique

INTRODUCTION:

Du point de vue géologique, la région de Biskra représente un pays de transition structurale et sédimentaire, au Nord c'est un pays montagneux, tandis qu'au Sud, c'est un pays effondré, qui fait partie du Sahara Septentrional. Le passage entre ces deux domaines distincts se fait par l'intermédiaire d'un ensemble de flexures, de plis-failles et de failles, d'orientation Est-Ouest, appelées « accidents sud atlasiques » (Fig n°01).

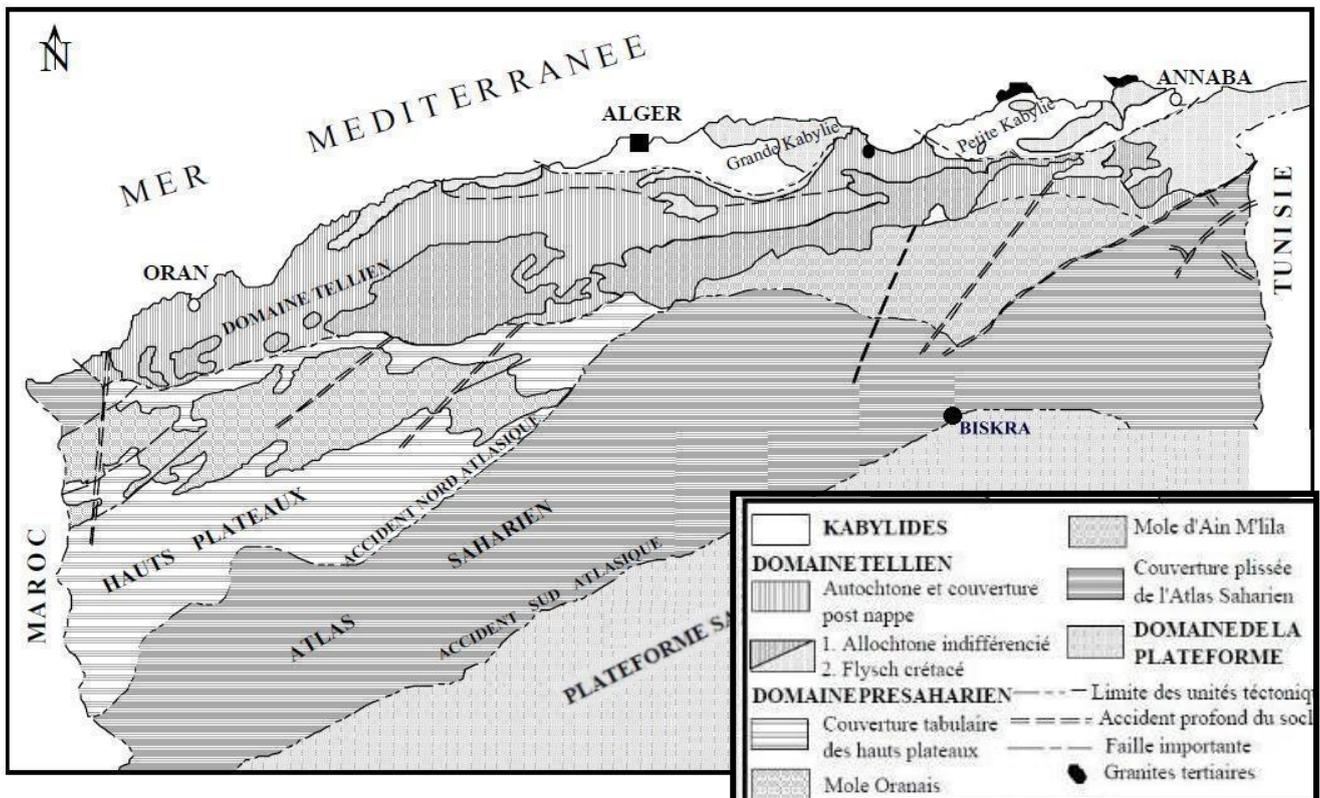


Figure n° 01 : Principaux ensembles géo-structuraux de l'Algérie. (Hadj-Saïd, 2007)

I. ANALYSE LITHOSTRATIGRAPHIQUE:

La région de Biskra forme une zone de transition progressive entre le domaine atlasique et le domaine saharien septentrional (Fig n°01), car la continuité géologique de part et d'autre de l'accident sud atlasique est vérifiée entre Branis et Chetma. C'est une région « syn-orogénique », liée principalement à la tectonique de l'orogénèse atlasique (alpine).

A tous moments, les phénomènes tectoniques syn-sédimentaires d'ampleurs diverses, commandent la sédimentation, par conséquent le devenir des bassins. Les relations tectonique-sédimentation sont étroitement liées. La région s'échelonne du Miocène au Quaternaire et en partie à l'actuel. Elle appartient à un ensemble d'aires sédimentaires, plus ou moins indépendantes qui se sont sur-imposées à l'orogénèse tellienne ou hercynienne (Guiraud, 1990).

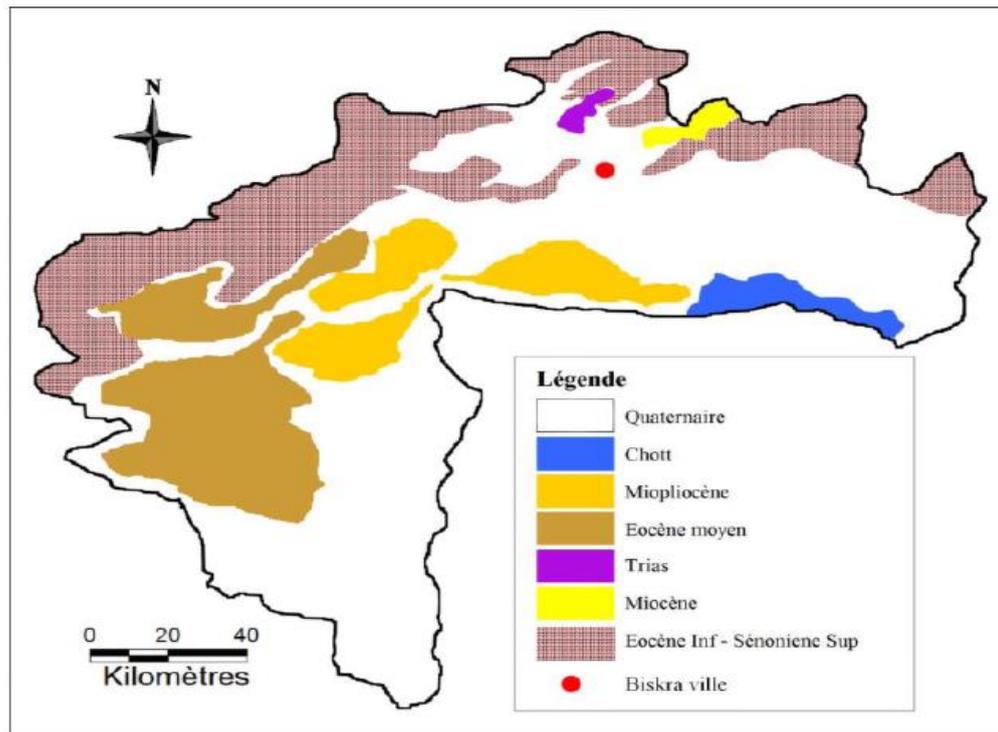


Figure n02 : Carte géologique de la wilaya de Biskra

La série lithostratigraphique comprend de bas en haut les termes suivants:

I.1. Le Crétacé supérieur :

Le Sénonien : il existe dans tous les synclinaux de l'Aurès ainsi qu'autour des anticlinaux. Il est très épais (2000m en moyenne) et occupe en affleurement des surfaces considérables. Sa partie supérieure, formée généralement de calcaires massifs, donne des crêtes immenses et continues qui sont un des éléments caractéristiques de l'orographie de la région.

Au Nord-Est d'El Outaya, au Djebel el Mellah, le noyau de percement triasique a amené en affleurement un petit îlot de marnes noires et de calcaires crayeux assez fossilifères, situé au pied de cette montagne, attribué par R. Laffite au Campanien. Au

Nord et à l'Est de ces marnes, affleurent des calcaires massifs que cet auteur, à cause de leur position au dessus du Campanien et de leur faciès, attribuit au Maestrichtien. Sur le versant nord de l'anticlinal de Boughezal, le Sénonien est représenté par d'importantes masses calcaires maestrichtiennes, sur une épaisseur de 400 à 500m environ, en même temps que se développe un faciès à rudistes exceptionnel. (A.Haouchine, 2010).

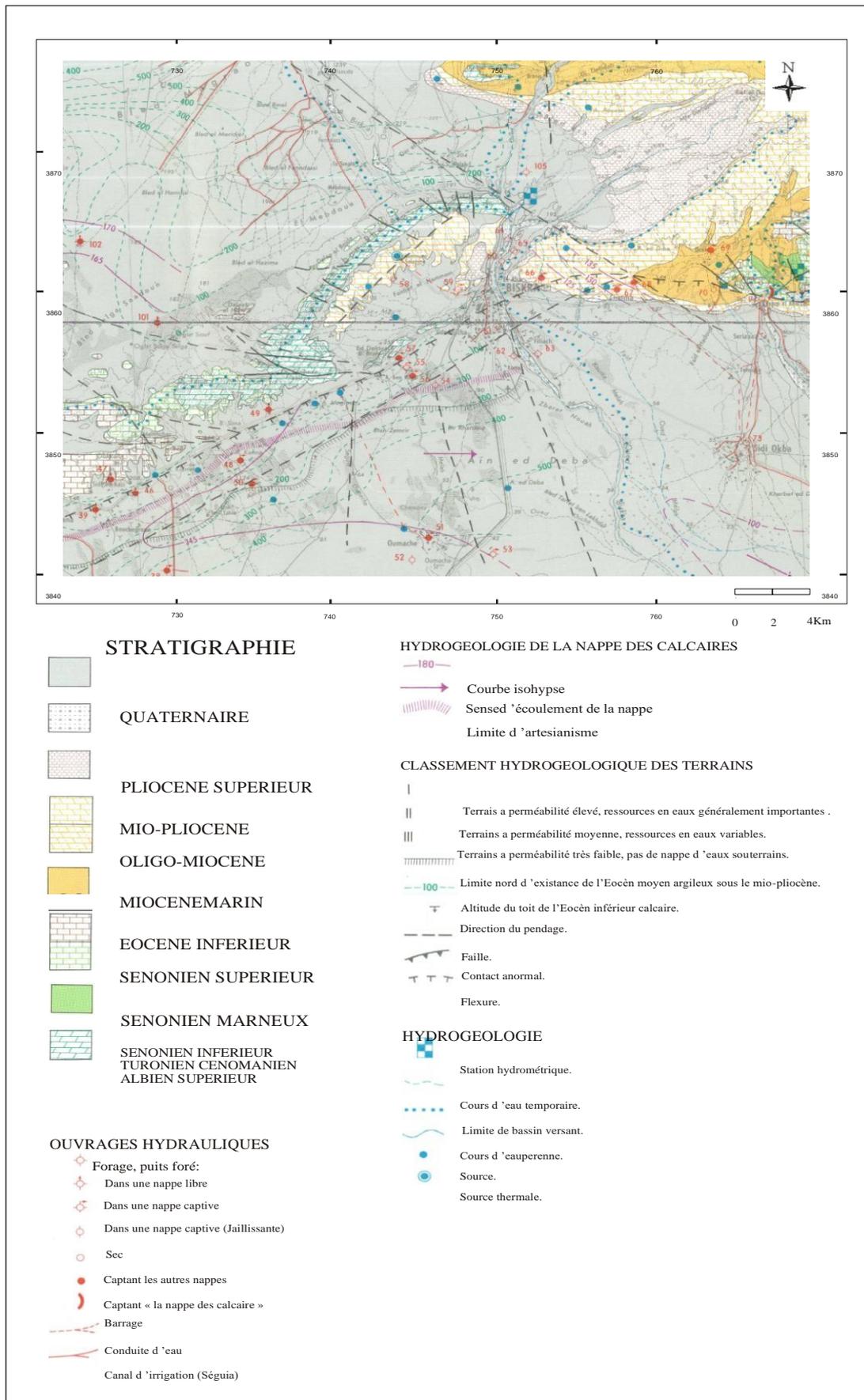


Fig n° 03: Carte géologique de la région de Biskra, extraite de la carte hydrogéologique de la même région, (D.M.R.H, 1979).

I.2. Les formations du Tertiaire (CENOZOIQUE) :***Paléogène (LE NUMMULITIQUE) :****a-Série marine du Nummulitique (Eocène inférieur et moyen):**

Aucun sédiment marin plus ancien que le Lutétien n'est connu dans l'Aurès. Avant le Burdigalien qui repose en transgression et en discordance sur tous les terrains sans exception, seuls les terrains continentaux s'intercalent parfois entre le Lutétien et le Burdigalien. Cette période correspond à l'émersion et au plissement de la région.

- **L'Eocène inférieur** : il affleure à l'Est-Sud-Est de Djebel El Mellah. Il est représenté par quelques dizaines de mètres de marnes jaunes verdâtres, légèrement gypseuses et des calcaires argileux à lamellibranches. Un banc de calcaire micro-conglomératique, marque l'implantation de la sédimentation marine. Cette formation affleure également à l'Est d'El Outaya (Djebel Ahmar) où elle est représentée par des calcaires riches en silex noir et souvent fissurés.
- **L'Eocène moyen** : il affleure à l'Est de Biskra, sur le flanc nord de Djebel Ahmar. Il est caractérisé par une sédimentation lagunaire de type : argiles, gypses, anhydrites et calcaires ; sa puissance varie de 100 à 400m environ (A.Haouchine,2010).

b-Série continentale du Nummulitique (Eocène supérieur):

Le Nummulitique continental se trouve dans deux situations différentes:

- Dans les synclinaux, où il commence à se former, dès l'émersion de la région, recouvrant en discordance le Burdigalien.
- En discordance, sur tous les termes des séries plus anciennes affleurantes dans l'Aurès, jusqu'au Trias.

*** Le Néogène:**

Le Néogène est bien développé dans les plaines, facilement accessibles de la périphérie de l'Aurès, notamment entre Biskra et El Kantara. Il est subdivisé en deux sous-étages : le Néogène marin (Miocène inférieur) et le Néogène continental (Miocène supérieur et Pliocène).

Le Miocène marin:

Le Miocène marin affleure au Nord d'El Outaya, sur le flanc nord de Djebel Modiane, Djebel Magraoua et à l'Est de la région de Branis. Il est représenté par des marnes rouges à gypse et silex.

Plus au Nord, à SebâaMgataâ, le Miocène est formé de molasses marno-calcaires, riches en pectinidés et en mollusques. Au dessus, viennent des marnes, sans fossiles avec gypses diffus. L'épaisseur totale est d'environ 200 à 300m (A.Haouchine, 2010).

Le Miocène continental:

Au dessus du Miocène marin, viennent des assises continentales très développées au Sud de l'Aurès, où elles acquièrent une épaisseur considérable.

➤ **Le Miocène supérieur** : il affleure au Nord- Est de Biskra, à Bled Salaouine, sous forme de couches marno-calcaires brunes rougeâtres. A l'Ouest, sur le flanc sud de Djebel Maghraoua et surtout sur Djebel Moddiane, le Miocène supérieur est constitué de conglomérats et de brèches, pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres d'épaisseur.

A l'Est d'El Outaya, R. Laffite a observé des couches rouges reposant sur le Miocène marin fossilifère ce sont des marnes rouges, conglomérats, sables, des grès grossiers avec de rares bancs de graviers, de poudingues mal cimentés et des poudingues grossiers qu'il attribue au Miocène supérieur. La puissance de cet ensemble est d'environ 500m.

➤ **Le Pliocène** : le Pliocène forme une série d'affleurements très continus au Nord et au Nord- Est de Biskra. Il est également représenté par la croûte calcaro-gypseuse, englobant souvent des masses de poudingues, des sables et des graviers dans le Sud de l'Oued Djedi. (A.Haouchine,2010).

I.3. LE QUATERNAIRE :

Il est représenté par des alluvions récentes, formées le long des oueds ainsi que les terrasses, les formations de pentes et des glacis sont souvent encroutés. Les alluvions récentes sont localisées dans la partie basse, depuis le Sud de Sidi Okba jusqu'à El Feidh. Ce sont les alluvions limoneuses, imperméables. Cela, détermine des nappes phréatiques facilement exploitables ; elles sont répandues dans tous les Zibans. Les formations du Quaternaire sont aquifères, elles donnent naissance aux sources qui se déversent dans les alluvions. Ces alluvions forment une nappe phréatique d'inféro-flux des oueds (nappe des alluvions de l'oued de Biskra). (S.AIDAOU, 1994).

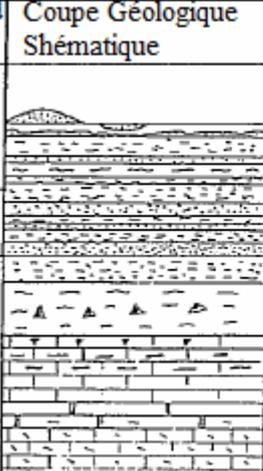
Profond mètre	Coupe Géologique Shématique	Nappes	Etages	Descriptions stratigraphiques
0		Inféroflux des oueds phréatiques		Alluvions, Dunes, Argiles et Sables
130		mio- pliocène	Pliocène et Miocène	Mames et Grés Sableux, Gypse
250			Eocène moyen	Mames, Anhydrites et Gypse dolomies
375		EOCENE inférieur	Eocène inférieur	Calcaires blancs à Silex noire
600			SENONIEN supérieur	Sénonien supérieur

Fig n° 04 : Coupe lithostratigraphique de la région de Biskra (D.M.R.H 1979).

II. ANALYSE STRUCTURALE:

Laflexure ou l'accident sud atlasique, s'est développé lors de la phase paroxysmale pliocène et post-pliocène de la surrection de l'Aurès. Cette phase est également responsable de toutes les déformations du continental néogène (Mio-Pliocène).

Suite à la phase pliocène, des effondrements le long des accidents tectoniques ont eu lieu; l'érosion intense des reliefs ainsi surélevés, commence à combler les dépressions provoquées par les mouvements tectoniques. En effet, à mesure que se produisait l'exhaussement des zones atlasiques et aurésiennes, il s'est créé un affaissement méridional : le sillon sud aurésien, réceptacle des produits de démantèlement des reliefs

naissants. C'est ainsi que nous trouvons au Nord de la flexure, le point culminant de l'Atlas (Djebel Chelia : 2326m) et au Sud, les dépressions les plus profondes de l'Algérie : les chotts Melghir et Merouane (-40m).

Il existe deux systèmes de failles, de directions différentes : les failles orientées NW- SE et les failles SW-NE ; le premier type est connu sur l'ensemble de l'Atlas Saharien.

Cette région est localisée dans un synclinal affecté d'un ensemble de plis et de failles ainsi qu'une succession de petits synclinaux et anticlinaux. Dans le détail, il s'agit d'une ligne brisée dont les tronçons successifs de celle-ci se répartissent en trois familles principales de cassures, de directions proches d'E – W, NE – SW et NW – SE (cette direction ne se rencontre que dans la région de Biskra). Aussi, il représente une limite assez complexe, tant du fait de son tracé que de son histoire, car il correspond à une succession d'accidents indépendants les uns des autres ayant joués ou rejoués lors de diverses phases tectoniques. (N.Brinis,2011).

Dans la région de Biskra on note, qu'entre Chaiba (Ouest) et FomEl Gherza (Est), les accidents NW – SE à WNW – ESE sont liés à des décrochements dextres et se poursuivent dans le domaine atlasique. Cependant, il semble que la faille de Chaiba, limitant le bassin d'El Outaya à l'Ouest, n'ait pas rejoué après le Miocène, ce qui n'est pas le cas pour les décrochements qui se manifestent à l'Est de Biskra (Chetma, FomEl Gherza) et qui décalent les séries pliocènes de façon dextre, en les laminant parfois (principalement entre Biskra et Chetma) (Guiraud R.1990).

L'âge des déformations Est atlasique est de l'Eocène moyen, dans le secteur Ouest (Chaiba), et fin-Pliocène, ailleurs (Biskra – Khanguet Sidi Nadji). (N.Brinis, 2011 et R. Laffitte, 1939).

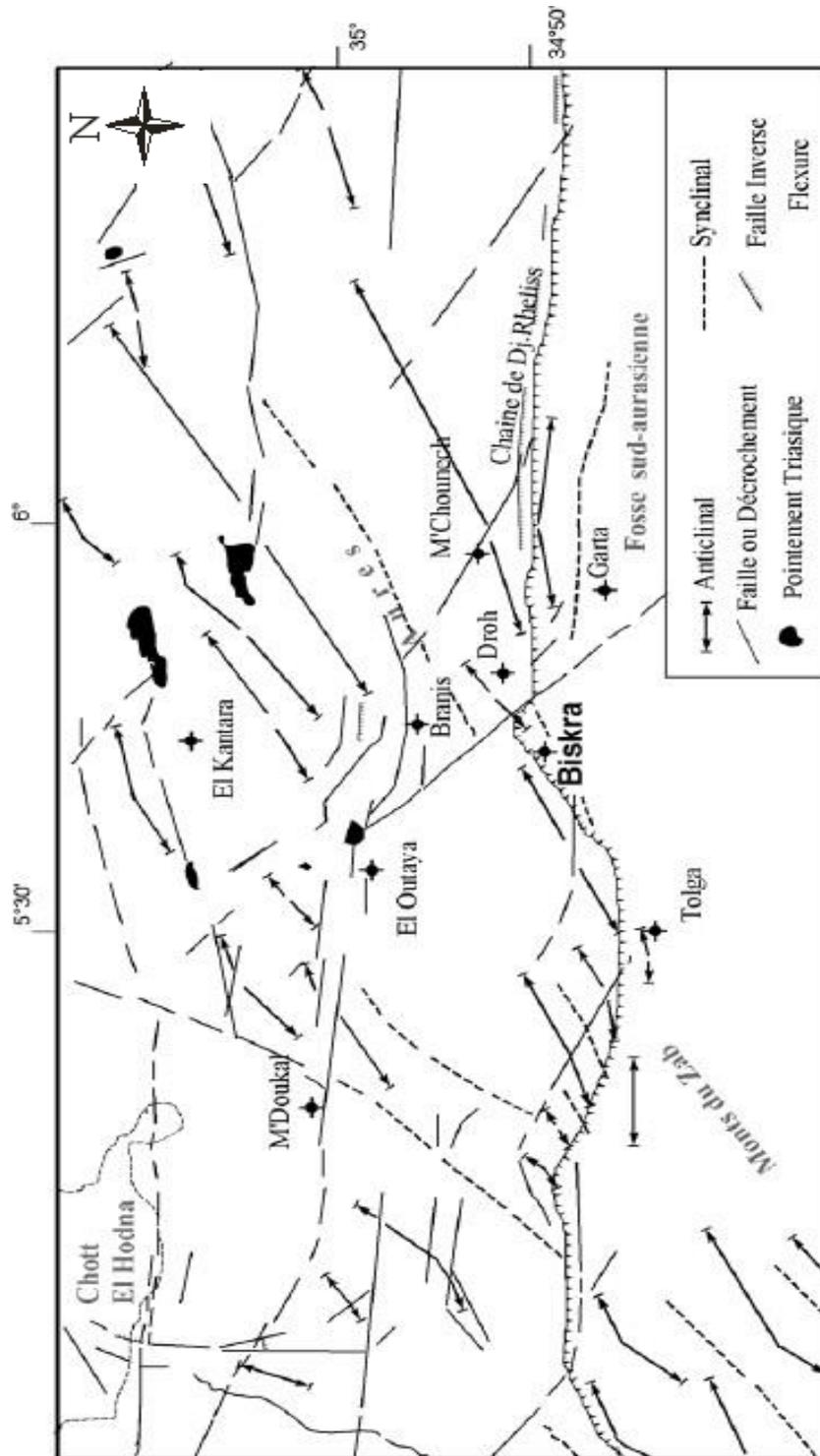


Figure n° 05 : Schéma structural de la région de Biskra (M.CHEBBAH ,2007).

CONCLUSION:

Située dans une région fortement tectonisée, représentant la zone de transition structurale et sédimentaire entre deux domaines distincts : l'Atlas saharien, surélevé au Nord et le Sahara, pays effondré au Sud. La région de Biskra occupe un vaste synclinal, affecté par un ensemble de plis et de failles ainsi qu'une succession de petits synclinaux et anticlinaux.

L'ensemble de la litho stratigraphie de cette plaine est constitué par les terrains crétacés formés de grès, marnes, calcaires et argiles.

L'Eocène est représenté par des calcaires fissurés, marnes, argiles et gypses, et les formations néogènes sont bien développées et constituées de calcaires et de calcaires marneux ,à la base et de conglomérats, grès, sables et des marnes ,au sommet.

Le Quaternaire est formé par des alluvions, travertins de sources et des éboulis de pentes et de piémonts.

La structure à valeur synclinale de la région d'étude et l'analyse litho stratigraphique, ont permis de relever les formations suivantes ,comme étant les plus intéressantes pour la formation des aquifères :

*Formations favorables au développement d'aquifères poreux :

Elles sont représentées par les sables, grès, poudingues et graviers du Mio-Pliocène ainsi que les couches quaternaires correspondant à des éboulis, sables et alluvions au niveau des oueds.

*Formations favorables au développement d'aquifères fissurés et karstiques :

Celles-ci sont représentées par les calcaires cristallins et les calcaires marneux du Turonien, les calcaires et les calcaires dolomitiques du Sénonien et enfin, par les calcaires de l'Eocène inférieur. Le développement des aquifères et leur importance dans ces formations, dépendent du degré de leur fissuration et karstification.

CHAPITRE 3

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est l'une des sciences les plus anciennes que l'on connaisse, mais son évolution a été extrêmement lente dans l'histoire de l'humanité. On peut expliquer cette lenteur par le fait que l'épanouissement d'une discipline a toujours été fonction des besoins du moment et des problèmes particuliers que son ignorance peut engendrer. L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement, leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques et leurs interactions.

III. 1 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour le dimensionnement du canal. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : Les précipitations avec leur distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent. Ces conditions ont une influence sur l'évaporation et la transpiration. Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données.

III.1.1 Température :

Tout comme les autres facteurs, la température a un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région. Le climat de la région étudiée est caractérisé par l'été sec et chaud et l'hiver relativement doux. La température moyenne annuelle de l'air varie de 21°C à 22°C.

La température moyenne varie de 29°C à 33°C. Les valeurs maximales absolues varient de 46°C à 50°C, celles minimales de 16°C à 21°C.

L'hiver est relativement doux, les températures moyennes mensuelles varient de 11°C à 14°C. Les valeurs absolues maximales sont 24°-28°C, les valeurs absolues minimales sont de l'ordre de (-1°C) à 0°C.

Le mois le plus froid est le mois janvier, sa température moyenne varie dans les limites de 10°C-11°C : les mois les plus chauds sont le mois de juillet et d'août, avec les températures moyennes de 32°C-33°C.

Les valeurs des températures moyennes et extrémales dans la région concernée par l'étude sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 1: Répartition mensuelle des températures moyennes et extrémales

Poste	Température (°C)	Mois												Année
		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	
Biskra	Moyenne	28.1	21.5	15.9	12.1	11.1	13.2	16.3	19.4	24.5	29.2	32.2	23.3	21.3
	Max absolue	43.5	38.4	29.5	26.5	24.0	28.0	31.3	38.0	40.0	46.0	47.5	49.2	49.2
	Min absolue	12.0	8.2	2.0	-1.0	-1.0	0.2	1.0	5.5	8.4	16.4	20.2	19.2	-1.0

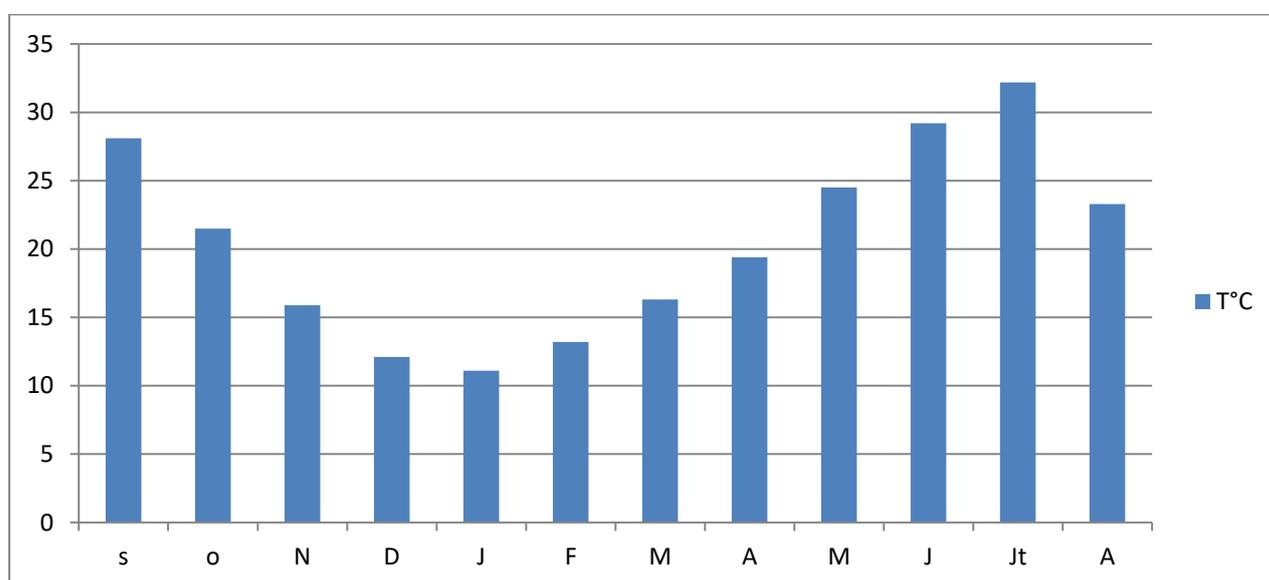


Figure III. 1: Répartition mensuelle des températures

III.1.2 Vent :

Les caractéristiques du régime des vents et donnée d’après les renseignements obtenus à la station météorologique de Biskra où les données des observations sont les plus complètes.

Les vents prédominants sur le territoire étudié sont des vents de directions sud-ouest est ouest.

La fréquence moyenne interannuelle des vents des directions différentes est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 2: Fréquence moyenne interannuelle

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	Calme
Fréquence %	11.4	6.5	2.0	0.5	5.6	24.7	14.8	4.4	30.1

La vitesse maximale moyenne du vent est de 29 m/s, pendant les rafales la vitesse peut atteindre 58 m/s.

III.1.3 Humidité :

La valeur moyenne mensuelle de l’humidité relative de l’air varie de 64% à 58% pendant la saison froide et de 50% à 51% pendant la période chaude de l’année.

Donc, le climat dans la région étudiée est relativement sec pendant octobre-mai et très sec pendant la période du juin au septembre.

III.1.4 Précipitation atmosphérique :

La région étudiée est caractérisée par l’irrégularité de précipitations atmosphériques. On constate le changement vertical des précipitations bien distingué en fonction de l’altitude.

Nous allons citer ci-après la répartition mensuelle des précipitations observées dans différentes stations :

Tableau III. 3: Répartition mensuelle des précipitations

Station	Altitude m abs	Précipitations mm												
		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Année
Sidi khaled	220	5.6	7.4	10.4	5.2	8.4	6.4	8.4	9.9	11.9	3.2	0.2	2.4	79.4
Ouled Djellal	196	11.4	16.7	14.1	13.8	12.7	8.6	12.6	14.7	10.7	6.1	2.2	2.4	126.0
Doucen	210	9.2	4.1	7.5	5.8	4.0	5.1	12.0	6.2	9.2	8.5	1.7	0.9	74.2
Tolga	150	16.0	19.4	9.4	12.2	8.8	6.3	13.5	10.4	7.7	4.2	1.8	3.0	112.7
Biskra	124	16.6	15.3	18.7	18.9	16.5	11.3	16.1	13.3	14.2	8.1	1.4	3.8	154.2
Oumache	50	17.5	14.6	18.4	6.4	16.6	12.8	16.6	15.2	14.7	6.9	2.6	1.9	144.2
Zeribet El Oued	40	10.1	20.4	9.8	5.9	6.2	3.6	9.3	9.2	7.7	1.7	0.2	0.0	84.1

Source : ANRH

L'analyse des données des observations de précipitations sur les stations météorologiques permet de tirer les conclusions suivantes :

- La valeur des précipitations annuelles est très variable ;
- Le régime des pluies annuelles et leurs quantités totales accusent bien l'influence de deux centres sur le climat de la région du Sahara et de la Méditerranée.

La répartition annuelle des précipitations accuse l'existence de deux périodes bien distinctes : période humide (du septembre au mai) , durant laquelle il tombe 80-90% de la somme annuelle des précipitations , et la période sèche (du juin à l'août) . la valeur minimale des précipitations est aux mois juillet-août.

La valeur des précipitations journalière peut être assez importante. Par exemple, le 15 septembre 1934 on a enregistré 102 mm à la station de Biskra.

III.2 Calcul hydrologique :

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles. Leur répartition mensuelle influence directement sur les régimes hydrologiques et sur leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

III.2.1 Caractéristiques de la station pluviométrique :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet de protection contre les inondations. Pour cela ; on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de la STATION PLUVIOMETRIQUE DE BISKRA sur une période de fonctionnement de 44 ans (de la période 1973-1974 à 2016-2017), qui nous a été fournie par l'ANRH d'Alger . Elle est représentée dans le tableau III.04

Tableau III. 4: Caractéristiques de la station pluviométrique

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert (x, y, z)			Période d'observation	Nombre d'années D'observation
06 14 06	BISKRA	777	177.5	124	44	1973/2017

Source : A.N.R.H

III.2.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin :

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous. Notons une pointe au mois de juillet.

Tableau III. 5: Répartition mensuelle des Pluies (station de Biskra)

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Annuelle
Station Biskra P(mm)	16.6	15.3	18.7	18.9	16.5	11.3	16.1	13.3	14.2	8.1	1.4	3.8	173.05

Source : ANRH

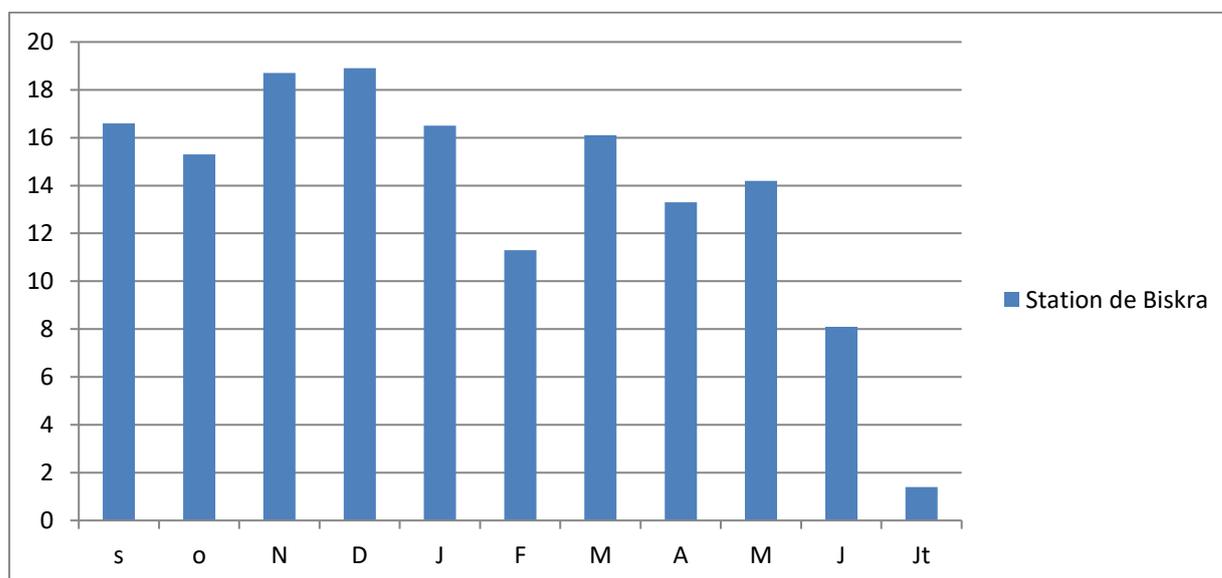


Figure III. 2: Répartition mensuelle de précipitation.

III.2.3 Pluies maximales journalières :

Pour comprendre au mieux le mode de répartition des précipitations et effectuer des études prévisionnelles, on effectue des études statistiques pour déterminer les lois de répartition à utiliser. Concernant l'estimation des averses maximales de courte durée nécessaire pour le calcul des débits maximum probables, on a utilisé les pluies journalières maximales de la station de Biskra. Les caractéristiques de la série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III. 6: Caractéristiques de la série pluviométrique (44 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeur
La moyenne des Pj.max en (mm)	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n=44} x_i}{n}$	27.5
L'écart type « x »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=44} (x_i - n\bar{x})}{n - 1}$	14.6
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{x}}$	0.531

III.2.3.1 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies.

- ✓ **Loi de GALTON ou loi log normale.**
- ✓ **Loi de GUMBEL.**

Les critères de choix d'une loi 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 abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement). L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel «Hyfran ». Dans notre cas on applique les deux lois suivantes : la loi de « Gumbel » et la loi de Galton (loi Log normale), à l'aide de logiciel Hyfran.

a) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :

Cette loi d'ajustement est identique à celle établie par la loi de GUMBEL, seule la représentation graphique change où elle est faite sur du papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^\infty e^{-\frac{1u^2}{2}} du \tag{III.01}$$

Où :

$$U = \frac{\ln x - \overline{\ln \bar{x}}}{\sigma_{\ln x}} \tag{III.02}$$

u : variable réduite.

$$\text{Ln } x (p\%) = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} u(p\%) \quad (\text{III.03})$$

C'est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{n=44} \overline{\log x}}{n} \quad (\text{III.04})$$

Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule de Henri;
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$
- 5- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- 6- Détermination de la droite de Galton $\text{Ln } x (p\%) = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} u(p\%)$

Résultats de l'ajustement :

- ✓ $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)
- ✓ $T = 1 / (1-q)$
- ✓ Log normale (méthode de L moment)

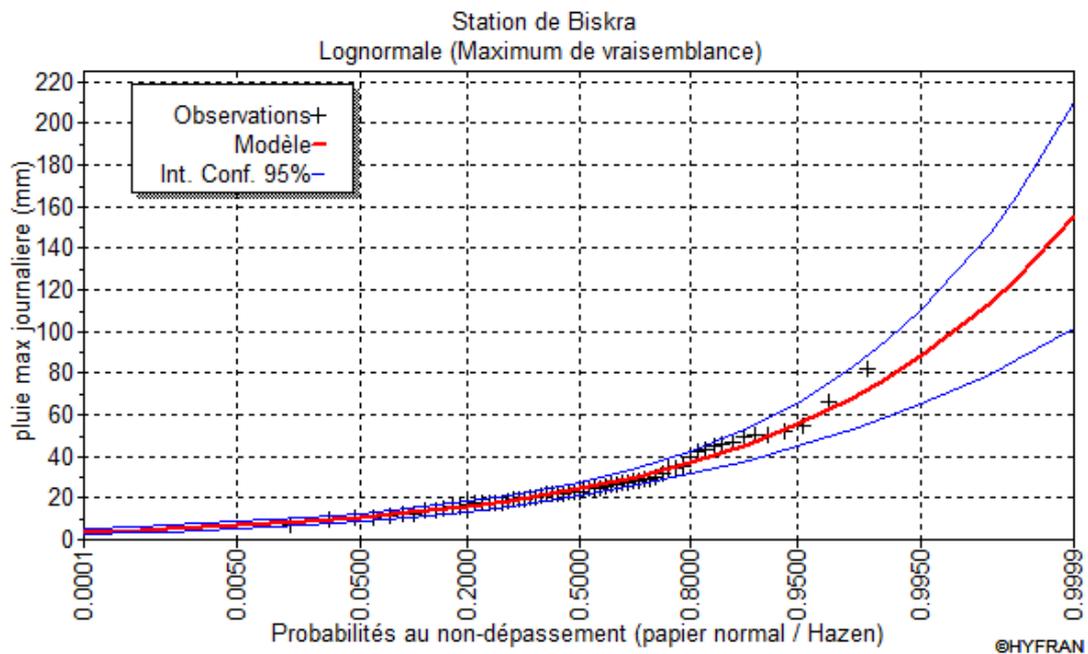


Figure III. 3: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON

Tableau III. 7: Caractéristiques de la série

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	7
Maximum	82
Moyenne	27.5
Ecart-type	14.6
Coefficient de variation (Cv)	0.531

Tableau III. 8: Résultats de l’ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	114	17.3	79.7 – 148.0
200.0	0.9950	87.9	11.6	65.2 – 111
100.0	0.9900	77.6	9.45	59.1– 96.1
50.0	0.9800	67.7	7.55	52.9 – 82.5
20.0	0.9500	55.2	5.33	44.7 – 65.7
10.0	0.9000	46.0	3.92	38.3 – 53.7
5.0	0.8000	37.0	2.71	31.6 – 42.3

b) Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL :

$$F_x = e^{-e^{-y}} \quad (III.05)$$

Tel que : $y = \alpha (x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x0 : ordonnée à l’origine en (mm)

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

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d’un rang 1,

2,3.....n.

- Calculer pour chaque valeur des précipitations la fréquence expérimentale par la formule de Hazen :

$$F_x = \frac{m-0.5}{n} \quad (III.06)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(44)

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

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

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

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

• **GUMBEL (Méthode de L moments) :**

❖ **Résultats de l'ajustement :**

q =F(X) (probabilité au non-dépassement) et T = 1/(1-q)

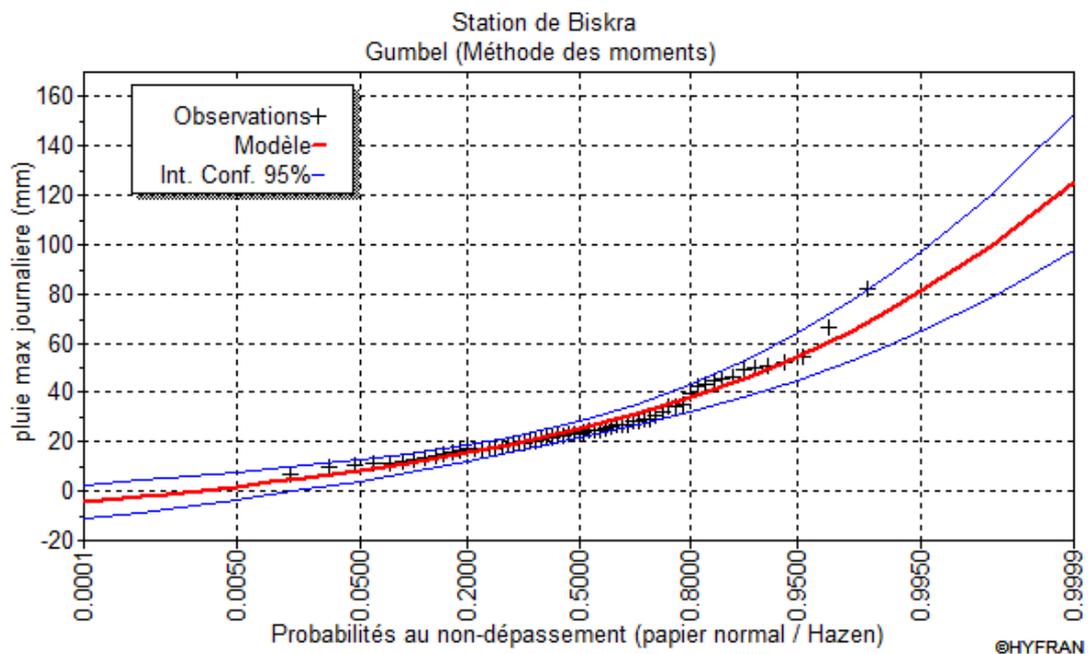


Figure III. 4: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Tableau III. 9: Caractéristiques de la série

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	7.00
Maximum	82.00
Moyenne	27.5
Ecart-type	14.6
Coefficient de variation (Cv)	0.531

Tableau III. 10: Résultats de l'ajustement à la loi GUMBEL

Période de retour	Probabilité de fréquence (non dépassement)	Valeurs théoriques P j max	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	99.4	10.6	78.6 – 120.0
200.0	0.9950	81.1	8.23	65.7 – 97.3
100.0	0.9900	73.2	7.21	59.1– 87.4
50.0	0.9800	65.3	6.19	53.1 – 77.4
20.0	0.9500	54.7	4.85	45.2 – 64.2
10.0	0.9000	46.5	3.84	39.0– 54.0
5.0	0.8000	38.0	2.84	32.4 – 43.5

c) Test visuel :

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique. Pour comparer les deux modèles, nous devons tracer sur le même graphe les 02 courbes d'ajustement.

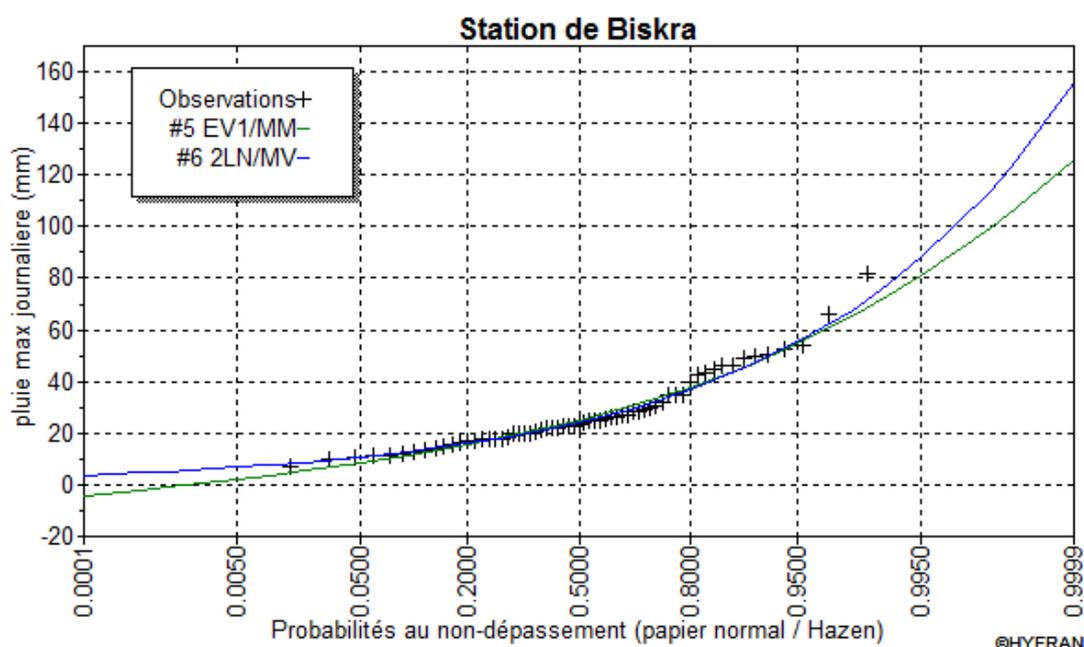


Figure III. 5: Représentation graphique de l'ajustement des 02 lois.

Interprétation : dans la figure n° III.6, on remarque que l'ajustement issu de la loi GALTON est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont

plus proches de la courbe théorique et cela confirme la remarque précédente, donc on opte pour cette loi.

III.3 Pluies des courtes durées fréquences et leurs intensités

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t = P_{j,max} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{III.07}$$

P_t (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).

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

T : Temps de l'averse égale à celui du temps de concentration en heures.

b : Exposant climatique (D'après la carte des isohyètes de l'exposant climatique **b** de l'est Algérien (ANRH) on a **b = 0.27**).

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{1-b} \tag{III.08}$$

I 0: Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III. 11: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0.1	1	2	5	10	20
Pmaxj p(%)	153	107	91.6	72.9	59.5	46.6

Dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, une averse type de probabilité déterminée est de durée égale au temps de concentration. En effet , il n'est plus à demander que le débit maximum d'un court d'eau lors d'une épisode pluviale est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration. La répartition statistique des précipitations temporelles est donnée par la relation: $(I_t = \frac{P_t}{T_c})$.

Tableau III. 12: Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences pour chaque sous bassin

Fréquence (%)		0.1	1	10
Pjmax (mm)		153	107	59.5
SBV1 Tc=1.14h	Pt	67.20	47.00	26.14
	I (mm/h)	58.95	41.23	22.93
SBV2 Tc=2.38h	Pt	81.98	57.33	31.88
	I (mm/h)	34.45	50.29	13.40
SBV3 Tc=1.72h	Pt	75.10	52.52	29.20
	I (mm/h)	43.66	30.53	16.98

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III. 13: Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

Fréquence	0.10%		1%		2%		10%	
	Pt	I0	Pt	I0	Pt	I0	Pt	I0
0,5	53,80	107,59	37,62	75,25	32,21	64,42	20,92	41,84
1	64,87	64,87	45,37	45,37	38,84	38,84	25,23	25,23
1,5	72,37	48,25	50,61	33,74	43,33	28,89	28,15	18,76
2	78,22	39,11	54,70	27,35	46,83	23,41	30,42	15,21
3	87,27	29,09	61,03	20,34	52,25	17,42	33,94	11,31
4	94,32	23,58	65,96	16,49	56,47	14,12	36,68	9,17
5	100,17	20,03	70,06	14,01	59,97	11,99	38,96	7,79
6	105,23	17,54	73,59	12,27	63,00	10,50	40,92	6,82
7	109,70	15,67	76,72	10,96	65,68	9,38	42,66	6,09
8	113,73	14,22	79,54	9,94	68,09	8,51	44,23	5,53
9	117,40	13,04	82,11	9,12	70,29	7,81	45,66	5,07
10	120,79	12,08	84,47	8,45	72,32	7,23	46,97	4,70
11	123,94	11,27	86,68	7,88	74,20	6,75	48,20	4,38
12	126,89	10,57	88,74	7,39	75,97	6,33	49,34	4,11
13	129,66	9,97	90,68	6,98	77,63	5,97	50,42	3,88
14	132,28	9,45	92,51	6,61	79,19	5,66	51,44	3,67
15	134,77	8,98	94,25	6,28	80,68	5,38	52,41	3,49
16	137,13	8,57	95,90	5,99	82,10	5,13	53,33	3,33

17	139,40	8,20	97,49	5,73	83,46	4,91	54,21	3,19
18	141,57	7,86	99,00	5,50	84,75	4,71	55,05	3,06
19	143,65	7,56	100,46	5,29	86,00	4,53	55,86	2,94
20	145,65	7,28	101,86	5,09	87,20	4,36	56,64	2,83
21	147,58	7,03	103,21	4,91	88,36	4,21	57,39	2,73
22	149,45	6,79	104,52	4,75	89,47	4,07	58,12	2,64
23	151,25	6,58	105,78	4,60	90,55	3,94	58,82	2,56
24	153,00	6,38	107,00	4,46	91,60	3,82	59,50	2,48

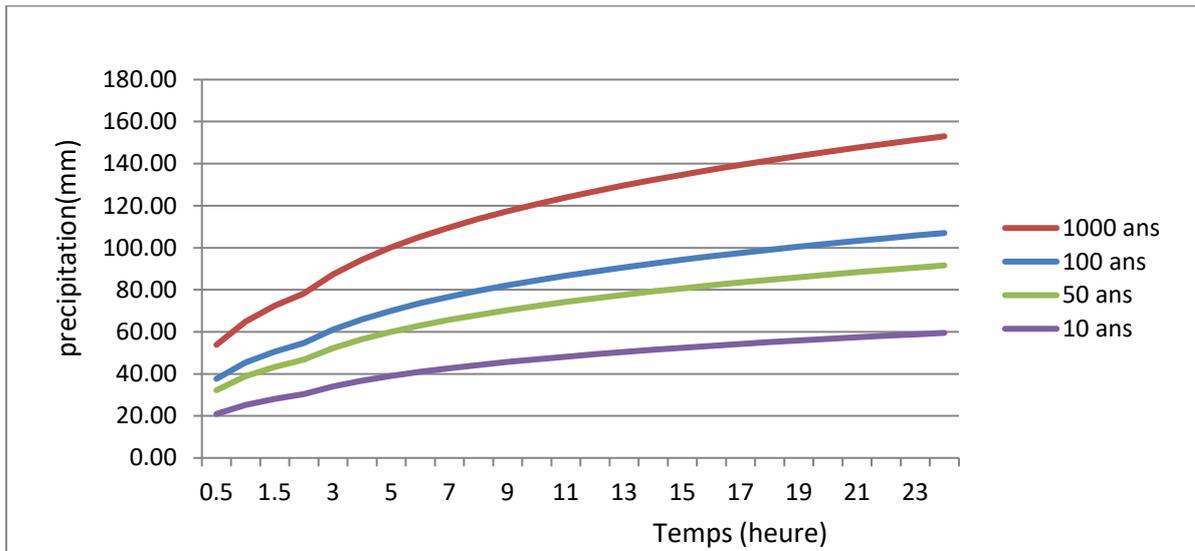


Figure III. 6: Courbes Pluie– Durée – Fréquence (Biskra).

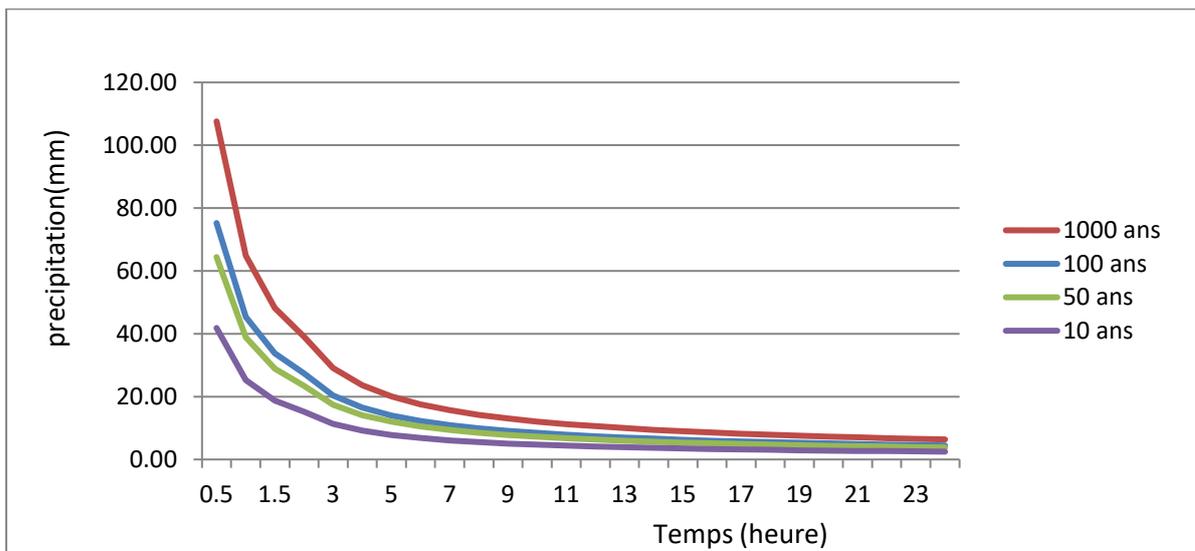


Figure III. 7: Courbes Intensité– Durée – Fréquence (Biskra).

III.4 Etudes des apports

Vu l'inexistence d'une station hydrométrique sur le cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie.

III.4.1 Apport liquide :

De nombreuses estimations des apports existent en Algérie. Quelques-unes d'entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

III.4.1.a Formule de SAMIE :

$$Le=(P)^2 \times (293-2.2\sqrt{S}) \quad (III.09)$$

A=Le*S

Où:

P : précipitations moyennes interannuelles en mm ; P= 140mm
S : Superficie du Bassin versant. En Km2;

Tableau III. 14: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule de SAMIE

Bassin versant	S(km ²)	Le (mm)	A (Hm ³)
SBV01	17.67	5.56	0.098
SBV02	85.33	5.34	0.456
SBV03	97.18	5.32	0.517

III.4.1.b Formule dite 'Algérienne' ANRH :

$$Le=p(1- 10^{-kp^2}) \times 10^3 \quad (III.11)$$

A=Le*S

Où : $kp= 0.18 - 0.01 * \log (S)$

P : précipitation moyenne interannuelle; en mm

Tableau III. 15: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule Algérienne

Bassin versant	S(km ²)	Le (mm)	A (Hm ³)
SBV01	17.67	1.058	0.017
SBV02	85.33	1.02	0.05
SBV03	97.18	1.01	0.08

III.5.1.c Formule de Dery :

$$Le=0.513 * P^{-2.684} * S^{0.842} * Dd \quad (III.12)$$

A=Le*s

Où :

A : Apport moyen annuel en Hm3

P : Précipitation moyenne interannuel ; en mm

Dd : Densité de drainage (km/km²)

Tableau III. 16: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule de Dery

Bassin versant	S(km ²)	Le (mm)	A (Hm ³)
SBV01	17.67	3.02	0.05
SBV02	85.33	2.43	0.13
SBV03	97.18	2.36	0.18

III.4.1.d Formule de MALLET-GAUTIER :

$$Le = C_e * p(1 - 10^{-0.36*p^2}) \quad (III.13)$$

P : précipitation moyenne annuelle en mm

Ce : Coefficient de l'écoulement

Tableau III. 17: Calcul de l'apport moyen annuel par la formule de MALLET-GAUTIER

Bassin versant	S(km ²)	Le (mm)	A (Hm ³)
SBV01	17.67	1.35	0.021
SBV02	85.33	1.35	0.07
SBV03	97.18	1.35	0.10

Tableau III. 18: Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel

Bassin Versant	Formule							
	SAMIE		ANRH		Dery		MALLET-GAUTIER	
	Le (mm)	A (Hm ³)	Le (mm)	A (Hm ³)	Le (mm)	A (Hm ³)	Le (mm)	A (Hm ³)
SBV01	5.56	0.098	1.058	0.017	3.02	0.05	1.35	0.021
SBV02	5.34	0.456	1.02	0.05	2.43	0.13	1.35	0.07
SBV03	5.32	0.517	1.01	0.08	2.36	0.18	1.35	0.10

D'après les résultats obtenus on voit que les deux formules de Samie et Dery donnent des valeurs élevées par rapport aux autres formules.

Donc on opte pour la formule de Samie qui donne des valeurs proches à celle de Dery et vu qu'elle est la plus appliquée en Algérie.

Tableau III. 19 Apport moyen annuel

Bassin versant	S(km ²)	Le (mm)	A (Hm ³)
SBV01	17.67	5.56	0.098
SBV02	85.33	5.34	0.456
SBV03	97.18	5.32	0.517

III. 4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a. Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A0/T \tag{III.14}$$

Avec :

A0 : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes.

Tableau III. 20: Module de l'écoulement

Bassin versant	Module de l'écoulement (Me) l/s
SBV01	3.11
SBV02	14.46
SBV03	16.39

b. Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = Me / S \tag{III.15}$$

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

Tableau III. 21: Module de l'écoulement relatif

Bassin versant	Module de l'écoulement relatif (M ₀) l/s/km ²
SBV01	0.18
SBV02	0.17
SBV03	0.17

c. Lamme d'eau écoulee :

$$L e = A0/S \quad (III.16)$$

Tableau III. 22:Lamme d'eau écoulee

Bassin versant	Lamme d'eau écoulee (mm)
SBV01	5.56
SBV02	5.34
SBV03	5.32

d. Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad (III.17)$$

Tableau III. 23:coefficient d'écoulement

Bassin versant	Ce
SBV01	0.0397
SBV02	0.0381
SBV03	0.0380

e. Coefficient de variation :

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

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_V = a - 0,063 \log_{10}(S + 1) \quad (III.18)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10}(M_0) \quad (III.19)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

Tableau III. 24: Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY

Bassin Versant	a	Cv
SBV01	0.996	0.9159
SBV02	1.0032	0.8812
SBV03	1.0032	0.8777

- **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad \text{(III.20)}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

Tableau III. 25: Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV

Bassin Versant	Cv
SBV01	0.3576
SBV02	0.3553
SBV03	0.3550

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} M_0^{0,27})} \quad \text{(III.21)}$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin en [km²].

Tableau III. 26: Coefficient de variation avec la formule de KRISTEKLY MENKEL.

Bassin Versant	Cv
SBV01	1.1170
SBV02	1.0266
SBV03	1.01978

- **Formule Algérienne**

$$Cv=0.93 K / M_0^{0.23} \tag{III.22}$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

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

Tableau III. 27: Coefficient de variation avec la formule Algerienne

Bassin Versant	Cv
SBV01	0.9155
SBV02	0.9233
SBV03	0.9243

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

Tableau III. 28: Coefficient de variation des trois sous bassin

Bassin Versant	Cv
SBV01	0.9155
SBV02	0.9233
SBV03	0.9243

III.5 Détermination des débits maximums

Dans notre travail, on utilise deux méthodes :

1. Formules empiriques et semi empiriques ;
2. Méthode de GRADEX ‘Modèle pluie-débit.

III.5.1 Formules empiriques et semi empiriques :

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaines informations propres à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées (Touabia, 2003). Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

IV.5.1.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue :

IV.5.1.1.1 Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+A.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

Q_{max p%}: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³ /s) ;

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

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du talweg principal (Km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3) ;

On prend **K = 2** **A = 20**

T : Période de retour (an).

Tableau III. 29: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Bassin Versant	Fréquence %	Débit maximum en m ³ /s
SBV01	0.1	215.57
	1	175.08
	10	121.81
SBV02	0.1	785.6
	1	628.34
	10	414
SBV03	0.1	959.78
	1	765.88
	10	501.98

IV.5.1.1.2 Formule de SOKOLOVSKY :

On a:

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha\% \times F \times S}{T_m} \quad (IV.24)$$

H₀ : pertes initiales en mm.

α% : coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha\% = \frac{\sqrt{P_{tc}\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}\%} + \sqrt{H_0}}$$

P_{tc}% : pluie fréquentielle de durée du temps de concentration

F : Coefficient de forme de la crue ; $F = \frac{12}{4+\delta}$ (avec $\delta=2$ pour les petits talwegs)

donc F=1.2

S : Superficie du bassin (Km²).

T_m=T_c

Tableau III. 30: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

Bassin Versant fréquence	Ptc			Débit maximum en m ³ /s		
	0.1	1	10	0.1	1	10
SBV01	88.00	57.74	32.26	57.88	34.18	12.73
SBV02	91.81	60.24	33.65	164.86	97.35	36.26
SBV03	34.84	62.36	95.05	202.88	119.80	44.62

III.6.1.1.3 Formule Rationnelle (TURRAZA):

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

On a:

$$Q_{\max\%} = \frac{H_{tc}\% \times S}{3.6 \times T_c} \quad (IV.25)$$

H_{tc}% : lame d'eau ruisselée de fréquence donnée en mm ; calculée par la formule suivante : **H_{tc}% = P_{tc}% – pertes .**

P_{tc}% : pluie de durée t par la fréquence f avec **P_{tc}% = $\left(\frac{T_c}{24}\right)^b \times P_{f\%}$**

$$P_{f\%} = \frac{e^{u\sqrt{\ln(cv^2+1)}}}{\sqrt{cv^2+1}} \times P_j$$

S : superficie en Km²

Tc : Temps de concentration en heure

b : Exposant climatique égale à 0.19

Pj : pluie journalière maximale en mm égale à 26mm

Nous estimons que pendant la première heure les pertes sont égales à 14mm et pendant les heures qui suivent 0.5mm/h.

Tableau III. 31: Estimation des pertes

Bassin versant	Pertes (mm)
SBV01	15.5
SBV02	16
SBV03	16.5

SBV01

Tableau III. 32: Estimation des Qmax pour sbv01 .

Période (ans)	10	100	1000
U	1.28	2.33	3.09
<i>P_f</i>%	45.34	81.16	123.69
<i>P_{tc}</i>%	32.26	57.74	88.00
<i>H_{tc}</i>%	16.76	42.24	72.50
Qmax	18.22	45.94	78.85

SBV02

Tableau III. 33: Estimation des Qmax pour sbv02

Période (ans)	10	100	1000
U	1.28	2.33	3.09
$P_{f\%}$	45.34	81.16	123.69
$P_{tc\%}$	33.65	60.24	91.81
$H_{tc\%}$	17.65	44.24	75.81
Qmax	52.41	131.34	225.08

SBV03

Tableau III. 34: Estimation des Qmax du sbv03.

Période (ans)	10	100	1000
U	1.28	2.33	3.09
$P_{f\%}$	45.34	81.16	123.69
$P_{tc\%}$	34.84	62.36	95.05
$H_{tc\%}$	18.34	45.86	78.55
Qmax	64.72	161.86	277.22

Tableau III. 35: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)

Bassin Versant	Débit maximum en m3/s		
	0.1	1	10
fréquence			
SBV01	78.85	45.94	18.22
SBV02	225.08	131.34	52.41
SBV03	277.22	161.86	64.72

III.5.1.2 Débits par la méthode de Gradex :

Cette méthode est basée sur le principe, selon lequel l'extrapolation de la courbe des débits vers les fortes valeurs correspondant aux faibles probabilités ne peut se faire raisonnablement que de façon parallèle à la courbe des précipitations, puisqu'il ne peut pas ruisseler plus d'eau qu'il ne tombe et que la rétention du sol est limitée. Cette méthode admet les principes suivants :

- Les précipitations journalières s'ajustent par des lois à comportement exponentiel simple. Donc, les valeurs maximales mensuelles ou annuelles des précipitations s'ajustent au moins dans les valeurs fortes par loi de Gumbel.
- Au-delà de la crue charnière, l'extrapolation de la loi des débits la plus raisonnable consiste à porter une parallèle à la loi des précipitations ;
- La loi des débits instantanés est obtenue par une affinité faite sur la loi des débits journaliers. Les étapes suivies à partir de l'étude des pluies, sont comme suit :
 - Etudier la variabilité aléatoire « pluie reçue par le bassin versant en 24 heures » ; l'ajuster selon la loi de Gumbel et calculer son Gradex.
 - Calcul du Gradex des pluies durant le temps de concentration du bassin versant par la formule de réduction des pluies de 24 h
 - Considérer le débit décennal pour le bassin étudié à calculer par les autres formules, ou le débit spécifique moyen des bassins versants voisins.
 - Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà de 10 ans par une droite de pente égale au Gradex de pluie converti en valeur de débit en utilisant la surface du bassin.
 - Considérer un coefficient de pointe pour transformer les débits moyens en débits de point.

Estimation du débit de référence (T 10 ans) :

Le débit de pointe de référence est de 100 m³/s, obtenu à partir du débit spécifique du bassin versant.

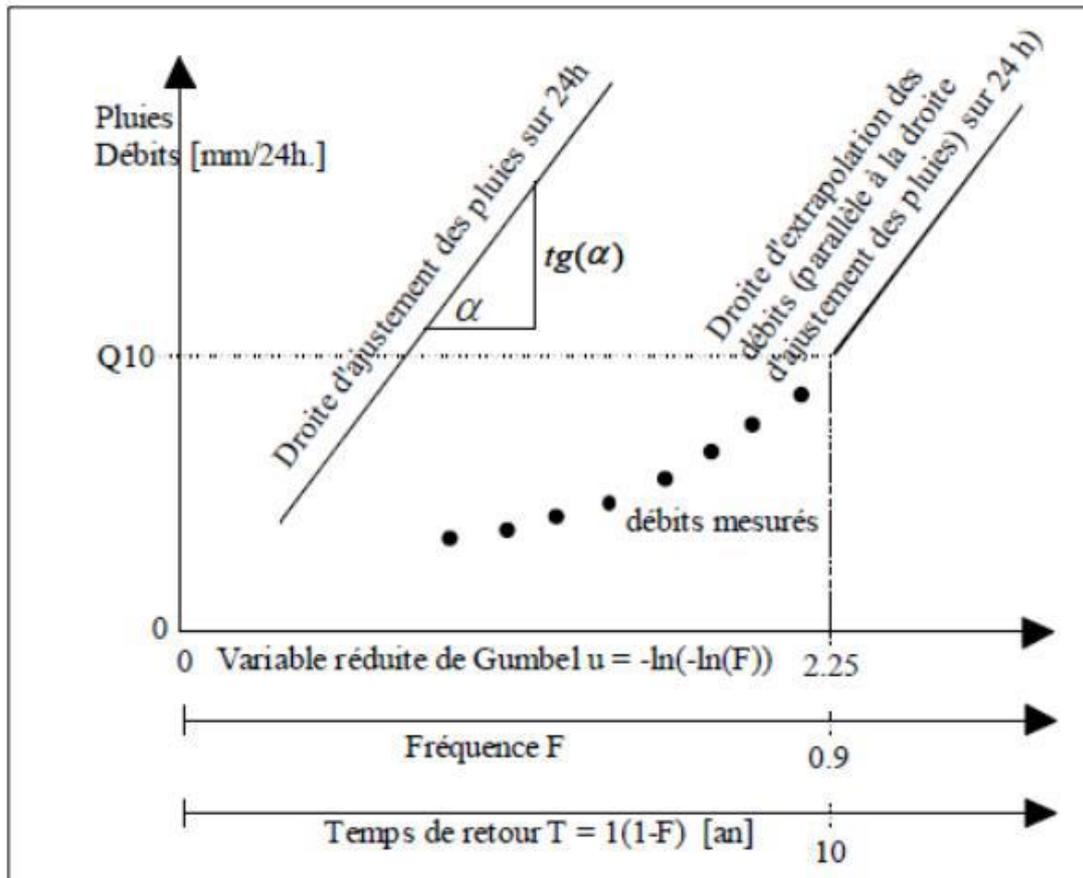


Figure III. 8: Mode d'application de la méthode de Gradex

Détermination du GRADEX : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P = 11.31 * \mu + 20.79 \tag{III.31}$$

Gradex des pluies en 24H : Le Gradex des pluies pendant 24h d'après l'ajustement de la série est de : **a=11.31 mm**

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}} \text{ (mm)} &= Q_{10 \text{ ans}} \text{ (m}^3\text{/s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2\text{)} \tag{III.32} \\ &= 100 * 3,6 * 24 / 200.18 \\ &= \mathbf{43.2 \text{ mm}} \end{aligned}$$

On admettant l'hypothèse du Gradex :

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

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \tag{III.33}$$

Avec :

- a : le GRADEX = 11.31 mm.
- μ : variable réduite de GUMBEL ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).
- $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu(T=10 \text{ ans})$
 $F=1-1/10=0,9$ donc $\mu = 2,25$

$$b' = 43.2 - 11.31 * 2.25 = 17.7$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} \text{ (mm)} = 13.1 * \mu + 17.7 \quad \text{(III.34)}$$

On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des $P_{j\text{max}}$, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m^3/s) en utilisant la formule III.34

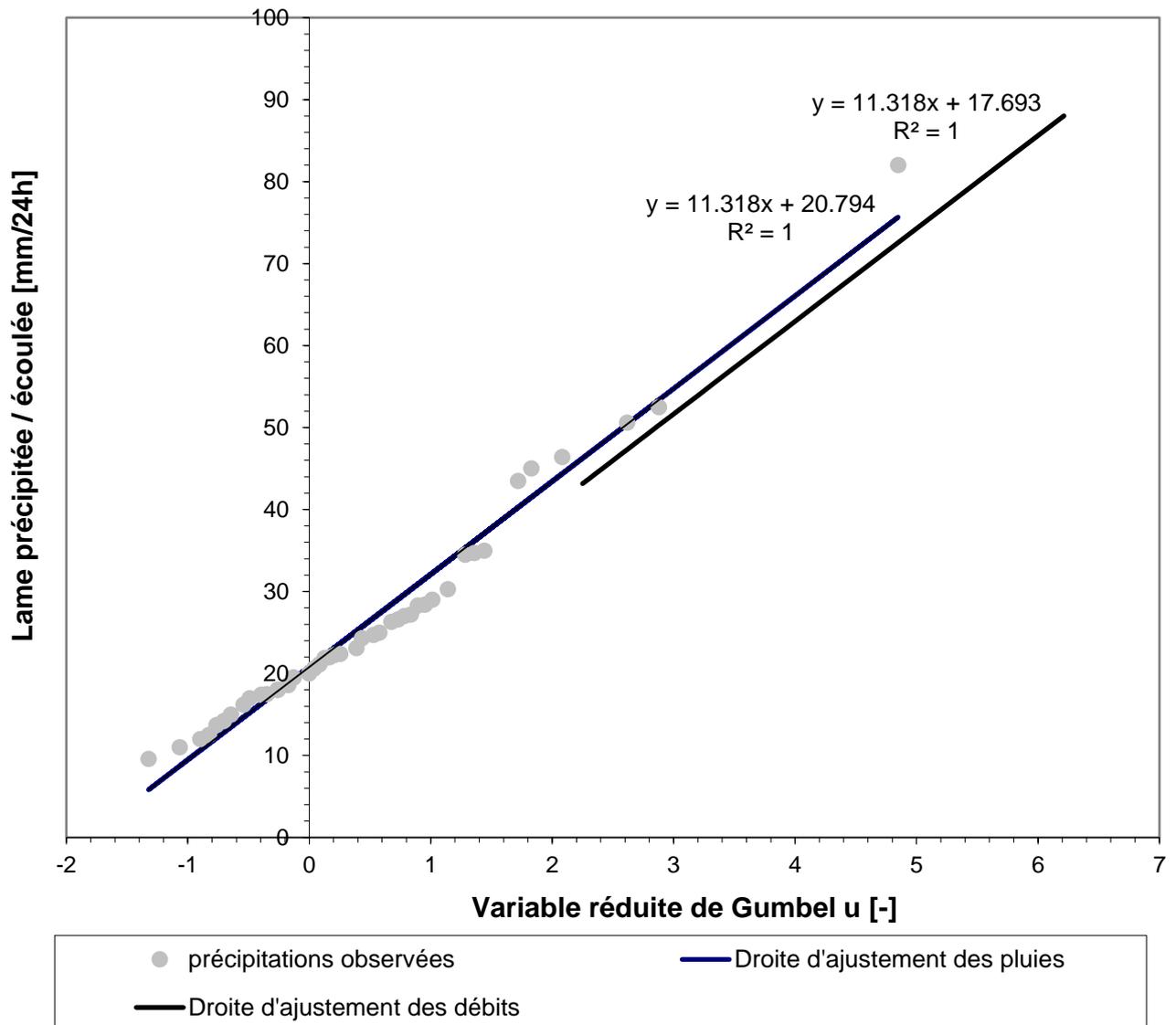


Figure III. 9: Graphe de la méthode de GRADEX

Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de Djemourah « Station voisine» nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 3$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient. P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 36: Débits de pointe par la méthode GRADEX

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q _T [mm/48h]	Q _T [m ³ /s]	Q _P [m ³ /s]
10	0.900	2.25	53.3	116	349
20	0.950	2.97	54.4	119	357
50	0.980	3.90	65	143	430
100	0.990	4.60	72.8	162	485
500	0.998	6.21	88	204	612

Par analogie on a :

$$\frac{Q_{BV}}{S_{BV}} = \frac{Q_{SB}}{S_{SB}} \quad (\text{III.35})$$

$$Q_{SB} = (Q_{BV} S_{SB}) / S_{BV} \quad (\text{III.36})$$

Les résultats des 03 sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 37: Débits de pointe par la méthode GRADEX pour chaque Sous Bassin

T (ans) Sous Bassin	Q 10ans (m ³ /s)	Q 50ans (m ³ /s)	Q 100ans (m ³ /s)
SB1	30.81	37.95	42.81
SB2	148.77	183.26	206.74
SB3	169.43	208.71	235.45

Tableau III. 38: Débits maximum pour chaque Sous Bassin

Bassin Versant Période de retour 100 ans	Débit maximum (m3/s)			
	MALLET- GAUTHIER	SOKOLOVSKY	TURRAZA	Gradex
SBV01	175.08	34.18	45.94	42.81
SBV02	628.34	97.35	131.34	206.74
SBV03	765.88	119.80	161.86	235.45

On constate que les formules empiriques et semi empiriques sous-estiment le débit par rapport aux débits calculés GRADEX. On opte pour le débit donné par la méthode de GRADEX avec l'hypothèse de la stabilité de la relation pluie-débit et de la transposition.

III.6 Apport solide en suspension

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

- ✓ La couverture végétale.
- ✓ La nature géologique des roches.
- ✓ Le régime des pluies et des températures.

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports solides :

a) Méthode de TIXERONT :

$$T_a = \alpha * L_e^{0.15} \quad (\text{III.37})$$

Avec :

Ta : désigne la dégradation spécifique en T/Km2/an.

Le : désigne le ruissellement moyen en m.

α : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III. 39: Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée

B.V a perméabilité élevée	$\alpha=8.5$
B.V à perméabilité moyenne a élevé	$\alpha=75$
B.V a perméabilité faible à moyenne	$\alpha=350$
B.V a perméabilité faible	$\alpha=1400$
B.V a perméable	$\alpha=3200$

Pour notre cas en prend $\alpha=350$

Les résultats des apports solides des quatre sous bassin sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 40: Apport solide des quatre sous bassins par la méthode TEXERONT

Sous Bassin	Le(m)	Ta (T/Km ² /an)
SB1	0.00556	160.63
SB2	0.00534	159.66
SB3	0.00532	159.57

b) Méthode d'estimation au Nord Algérien :

$$D_s = 328.62Q^{-0.234}S^{-0.197} \tag{III.38}$$

Avec :

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

Q : Débit maximum (m³/s)

S : Surface du bassin versant (Km²)

Les résultats des apports solides des quatre sous bassin sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 41: Apport solide des quatre sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie

Sous Bassin	S(km ²)	Q(m ³ /s)	Ds (T/Km ² /an)
SB1	17.67	42.81	90.21
SB2	85.33	206.74	45.76
SB3	97.18	235.45	43.27

III.7 Choix de la période de retour

Le débit de pointe est l'une des plus importantes caractéristiques d'une averse qu'on puisse utiliser dans le design de la plupart des aménagements. Les inondations qui ont causé des dommages matériels élevés dans les milieux urbains, voire des pertes en vies humaines ont été relevées à travers l'histoire. Notre Oued a traversé une zone urbaine, donc nous jugeons qu'il faut prendre le moins de risque possible.

Nous opterons pour une période de retour de 100 ans, pour assurer le maximum de sécurité.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés par les trois méthodes et le débit de projet définitif.

Tableau III. 42: Débit de projet par 04 méthodes (fréquence limite=100ans)

Bassin Versant	Débit maximum (m ³ /s)			
	MALLET-GAUTHIER	SOKOLOVSKY	TURRAZA	Gradex
Période de retour 100 ans				
SBV01	175.08	34.18	45.94	42.81
SBV02	628.34	97.35	131.34	206.74
SBV03	765.88	119.80	161.86	235.45

On constate que la formule de **MALLET-GAUTHIER** sur estime le débit par rapport aux débits calculés par les trois autres méthodes. La moyenne calculée entre les trois méthodes (SOKOLOVSKY, TURRAZA et Gradex) est de 41 m³/s pour le SBV 1 et de 150 m³/s pour le SBV 2 et de 173m³/s pour le SBV 3. On opte pour le débit donné par la méthode de GRADEX car il est proche de la moyenne, avec l'hypothèse de la stabilité de la relation pluie-débit et de la transposition pour notre bassin.

III.8 Hydrogramme de crue

L'hydro gramme des crues pluviales exceptionnelles est généralement caractérisé par une forme triangulaire avec un sommet pointu. Un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de SOKOLOVSKY qui considère l'hydro gramme comme un triangle parabolique formé par deux branches. La branche de la phase montée est exprimée par l'expression suivante :

$$Q(t) = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \quad (\text{III.39})$$

La branche de la phase décrue est exprimée par l'expression :

$$Q(t) = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n \tag{III.40}$$

Avec :

Qt : Débit instantané (m3/s)

m et **n** : Coefficient de courbure (m=2; n=3).

tm: Temps de montée de la crue, (SOKOLOVSKY)

tm=tc (h)

td: Temps de la décrue

$$td = \delta \cdot tm = \delta \cdot tc \tag{III.41}$$

δ: Coefficient qui dépend de la capacité de régularisation.

Ou :

δ =2 pour petit cours d' eau à capacité de drainage insignifiant

δ =2,5 à 3 pour les moyen et grands cours d' eau a lit moyen peu prononce.

δ =4 pour les grands cours d'eau forestiers et lit important.

Dans notre cas, on prend 2,5

Tableau III. 43: Temps de décrue

Bassin versant	Temps de décrue Td (H)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	2.85
Sous bassin versant O.Z'mor 02	5.95
Sous bassin versant O.Z'mor 03	4.3

III.8.1 Estimation du temps de base de la crue :

D'après Sokolovski, le temps de base de la crue T est exprimé en fonction du temps de montée t_m , et il est exprimé comme suit :

$$T = (\gamma + 1) \cdot t_m \tag{III.42}$$

Où ;

γ : Paramètre des Sokolovski égale au rapport du temps de décrue sur le temps de montée t_d/t_m .

Donc le tableau suivant représente les Temps de bases pour les 03 Sbv

Tableau III. 44: Temps de base T en heures.

Bassin versant	T(h)
Sous bassin versant O.Z'mor 01	9.98
Sous bassin versant O.Z'mor 02	20.83
Sous bassin versant O.Z'mor 03	15.05

Bassin versant 01 :

Tableau III. 45: Débit de crue et décrue pour différentes périodes de retour pour bv1

t (heures)	Bv01			
	10	20	50	100
0	0	0	0	0
0.5	0.031	0.032	0.038	0.043
1	0.248	0.259	0.305	0.345
1.5	0.837	0.875	1.031	1.163
2	1.984	2.075	2.443	2.756
2.5	3.874	4.052	4.772	5.383
3	6.695	7.001	8.247	9.303
3.5	10.631	11.118	13.095	14.772
4	15.870	16.596	19.547	22.051
4.99	30.810	32.220	37.950	42.810
5.5	6.208	6.493	7.647	8.627
6	4.900	5.124	6.036	6.808
6.5	3.746	3.918	4.614	5.205
7	2.747	2.873	3.384	3.817
7.5	1.903	1.990	2.343	2.644
8	1.213	1.268	1.494	1.685
8.5	0.678	0.709	0.835	0.941
9	0.297	0.311	0.366	0.413
9.98	0.000	0.000	0.000	0.000

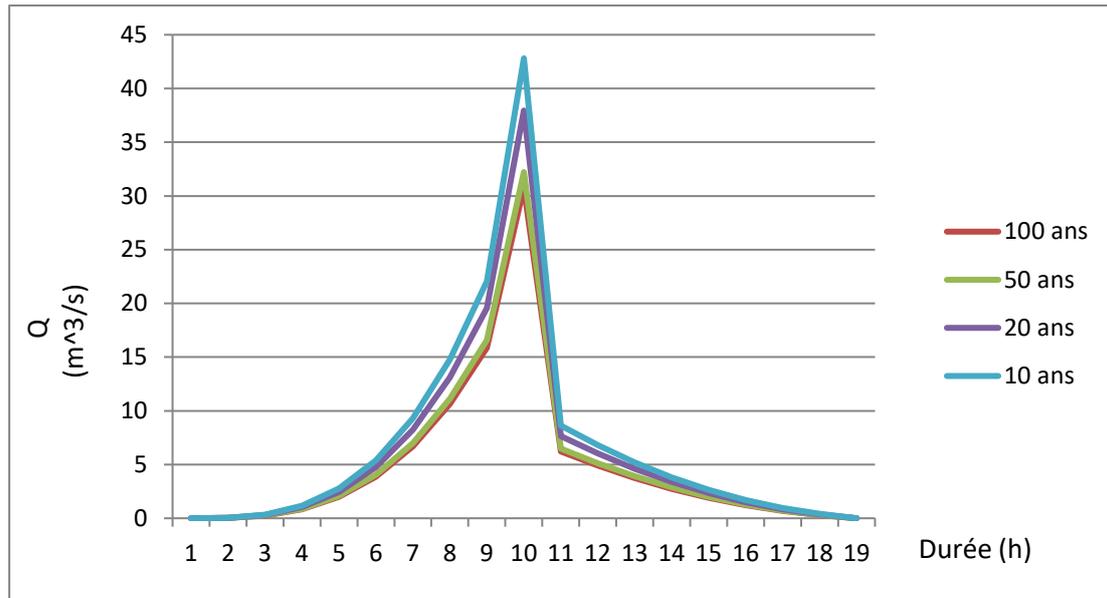


Figure III. 10: Hydrogrammes de crues du bassin versant 01 d'Oued Z'mor.

Bassin versant 02 :

Tableau III. 46: Débit de crue et décrue pour différentes périodes de retour pour bv2

t (heures)	Bv02			
	10	20	50	100
0	0	0	0	0
1	0.132	0.138	0.162	0.185
2	1.053	1.102	1.298	1.478
3	3.556	3.718	4.380	4.988
4	8.428	8.814	10.382	11.823
5	16.461	17.215	20.277	23.093
6	28.444	29.748	35.038	39.904
7	45.168	47.239	55.640	63.366
8	67.423	70.514	83.054	94.588
9	95.999	100.399	118.254	134.677
10.415	148.770	155.590	183.260	208.710
11	33.132	34.651	40.813	46.478
12	26.734	27.959	32.931	37.503
13	21.021	21.985	25.895	29.490
14	15.995	16.728	19.703	22.438
15	11.654	12.188	14.356	16.349
16	7.999	8.366	9.853	11.221
17	5.030	5.260	6.196	7.056
18	2.746	2.872	3.383	3.852
19	1.148	1.201	1.414	1.611
20.83	0.000	0.000	0.000	0.000

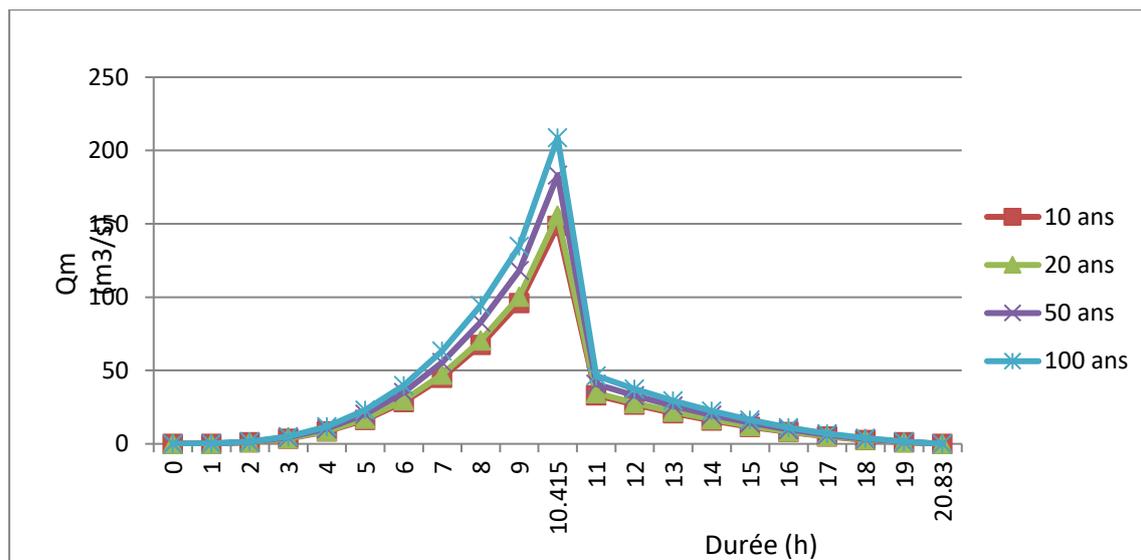


Figure III. 11: Hydrogrammes de crues du bassin versant02 d'Oued Z'mor.

Bassin versant03 :

Tableau III. 47: Débit de crue et décrue pour différentes périodes de retour pour bv3

t (heures)	Bv03			
	10	20	50	100
0	0	0	0	0
1	0.398	0.416	0.490	0.553
2	3.181	3.327	3.918	4.420
3	10.736	11.228	13.225	14.919
4	25.448	26.613	31.348	35.364
5	49.703	51.979	61.226	69.070
6	85.886	89.820	105.798	119.353
7.525	169.430	177.190	208.710	235.450
8	37.179	38.882	45.798	51.666
9	27.380	28.634	33.727	38.048
10	19.077	19.950	23.499	26.510
11	12.270	12.831	15.114	17.050
12	6.959	7.277	8.572	9.670
13	3.144	3.288	3.872	4.369
14	0.825	0.862	1.016	1.146
15.05	0.000	0.000	0.000	0.000

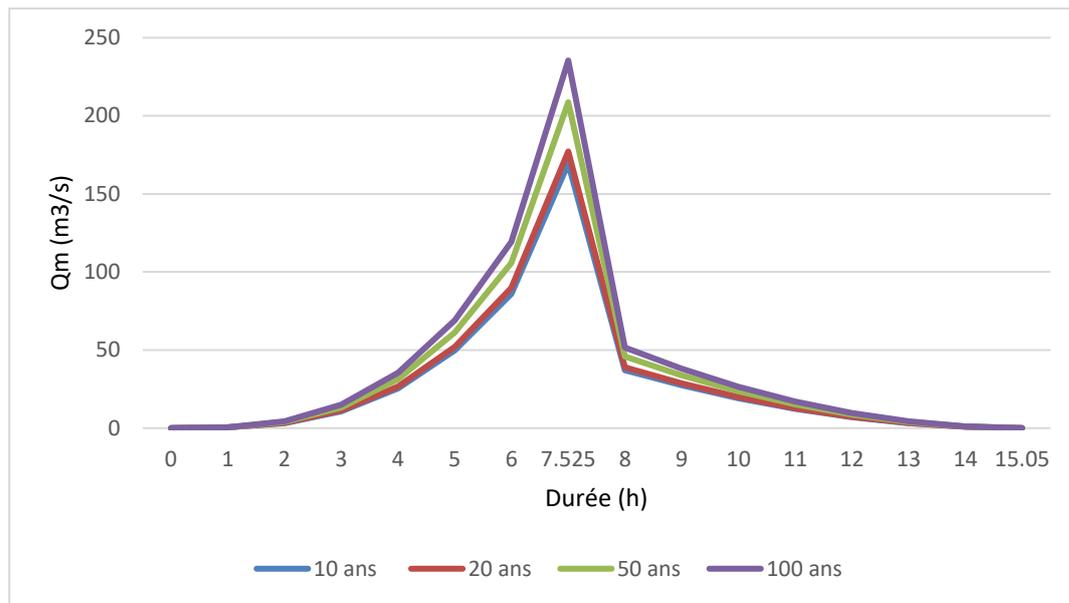


Figure III. 12: Hydrogrammes de crues du bassin versant03 d'Oued Z'mor.

Conclusion

L'estimation des débits de crues et l'hydrogramme de crue a été faite par plusieurs approches. Ces approches et ces méthodes donnent des résultats différents et parfois des résultats proches l'un de l'autre.

Pour notre cas, pour qu'on puisse avoir un résultat représentatif on cherche toujours la méthode qui demande moins d'estimation et se base sur des données réelles du terrain. C'est pour cela on a choisi la méthode de GRADEX.

CHAPITRE 4

Calcul hydraulique

Introduction

Le calcul hydraulique s’inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d’écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l’évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d’assurer une protection suffisante contre les inondations. L’hydraulique fluviale, qui fait une partie de l’hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide. Les types d’écoulement qu’on rencontre en hydraulique fluviale sont :

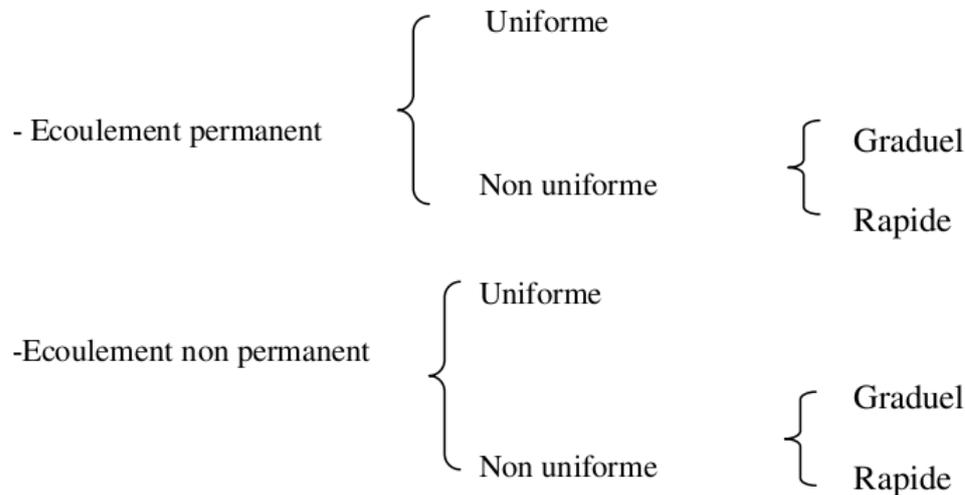


Figure IV. 1:Types d’écoulements

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects :

1. Si la pente longitudinale (dans le sens de l’écoulement) et la section transversale sont constatées tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.
2. Dans le cas contraire, le régime est varié.

IV.1 Description de l’état actuel d’oued Z’mor

Lors des crues exceptionnelles d’oued W Z’mor en 2008, la lame d’eau écoulee a travers l’oued a dépassé les limites des berges de l’oued dans quelques endroits et a provoqué l’érosion et le glissement des talus.

Suite à cet état, et en prenant en considération les zones urbanisées de part et d’autre de l’oued, nous avons déterminé les zones menacées par les inondations, et nous les avons classées en fonction du degré de risque en ordre décroissant comme suite:

Zone de risque N°01 : c'est la zone où les constructions sont proches des berges de l'oued, et les talus sont instables, et il y a une forte possibilité de la destruction des constructions.

Zone de risque N°02 : c'est la zone caractérisée par l'instabilité des talus, mais cet état ne représente aucun risque, à court terme, sur les habitations limitrophes.

Zone de risque N°03 : c'est la zone où sont implantés des ouvrages de protection existants et qui nécessitent une réhabilitation.



Figure IV. 2: Inondation de l'oued Z'Mor en 2008

IV.2 Généralités

IV.2.1 Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.(armando Lancastre,2010)

IV.2.2 Canaux à ciel ouvert :

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale. (armando Lancastre,2010)

IV.2.3 Différents types de Canaux :

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

1) Les canaux naturels :

Ce 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.

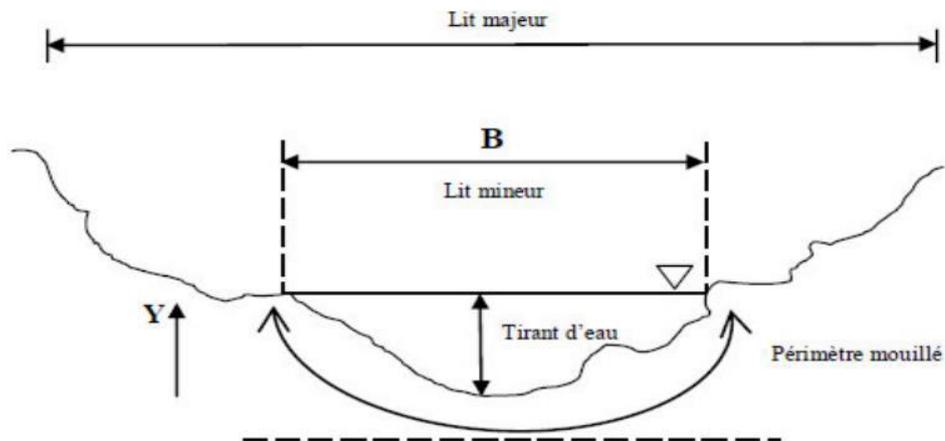


Figure IV. 3: Canal naturel

– Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

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

– périmètre mouillé P_m

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

– largeur au miroir B

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

– tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

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) 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. (armando Lancastre,2010)

IV.2.4 Types d'écoulements :

a. Variabilité dans le temps :

a.1 Ecoulement permanent :

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (\text{IV.1})$$

a.2 Ecoulement non permanent :

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV.2})$$

b. Variabilité dans l'espace :

b.1 Régime uniforme :

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

b.2 Régime non uniforme :

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

* Régime non uniforme graduellement varié :

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

On a $\Delta h/x \ll 1$.

* Régime non uniforme rapidement varié :

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en

cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié. (armando Lancaster,2010)

IV.3 Dimensionnement des canaux

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

IV.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme :

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

IV.3.2 Formules de calcul :

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

$$V = c\sqrt{RhI} \quad (IV.5)$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V.S \quad (IV.6)$$

On obtient :

$$Q = c S\sqrt{RhI} \quad (IV.7)$$

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5/s}$)

Rh : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .

Rh= S_m/P_m (m)

I : Pente de fond du canal (radier).

IV.3.3 Détermination de coefficient de Chézy :

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

1) Formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log Rh \quad (IV.8)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

Rh : Rayon hydraulique,

n : Coefficient de rugosité

2) Formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{6}} \quad (IV.9)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

R h : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité avec $1/n = K_s$ (coefficient de Strickler).

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

$$V = K_s R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (IV.10)$$

Avec :

Ks : coefficient de rugosité de STRICKLER (m^{1/3}/s).

Rh : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie (km/km).

3) Formule de PAVLOVSKY :

$$C = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{y}} \quad (IV.11)$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

n : Rugosité.

Rh : Rayon hydraulique

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

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h(\sqrt{n} - 0.10)} \quad (IV.12)$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n}aR_h < 1m \quad (IV.13)$$

$$Y=1.5\sqrt{a} > 1m \quad (IV.14)$$

4) Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{mb}{\sqrt{Rh}}} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

Mb : Coefficient de BAZIN.

mb il est entre 0,06 et $1.75m^{0.5}$.

Remarque :

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER.

IV.4 Paramètres géométriques

IV.4.1 Choix de la section de meilleure conductivité :

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente J u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{\max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximum, et la section S est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi \cdot r^2 / 2 \quad (\text{IV.16})$$

$$P_m = \pi \cdot r \quad (\text{IV.17})$$

$$R_H = r/2 = h/2 \quad (\text{IV.18})$$

Avec:

S_m: section mouille (m²)

P_m: périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation. A cet effet notre choix portera sur la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

1. Canal à section rectangulaire :

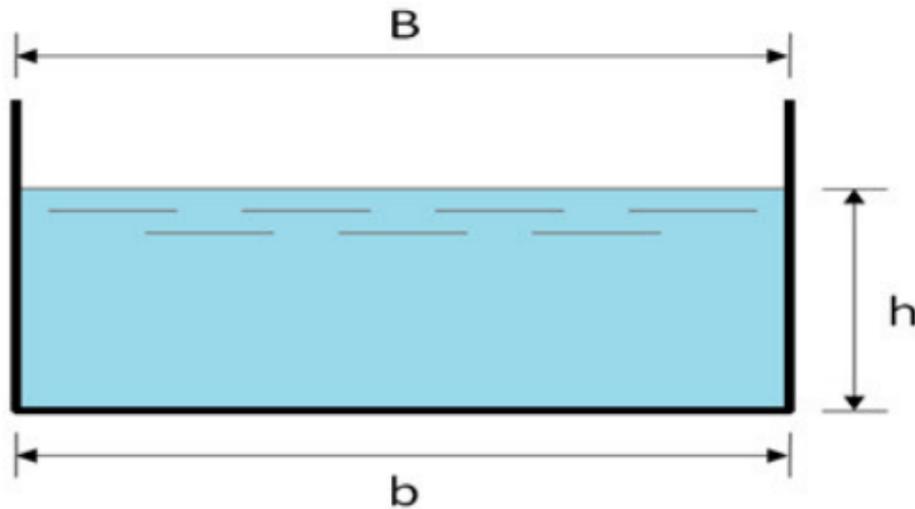


Figure IV. 4: Canal à forme rectangulaire

h : tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

$B = b$ parce que $m = 0$.

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

$$S_m = h \times b \quad (IV.19)$$

$$P_m = b + 2 \times h \quad (IV.20)$$

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (IV.21)$$

Alors:

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

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \quad (IV.22)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (IV.23)$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad (IV.24)$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (IV.25)$$

Pour la section rectangulaire ($m = 0$) :

$$\beta = \frac{b}{h} = 2 \quad (IV.26)$$

Avec : β = Largeur relative

Donc :

$$Rh = \frac{h}{2} \quad (IV.27)$$

Tableau IV. 1: Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h

Désignation	Expression
b (m)	$2h$
S (m²)	$h \cdot b$
P (m)	$b + 2h = 4h$
Rh	$\frac{s}{p} = \frac{h}{2}$

2) Canal à section trapézoïdale :

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit.

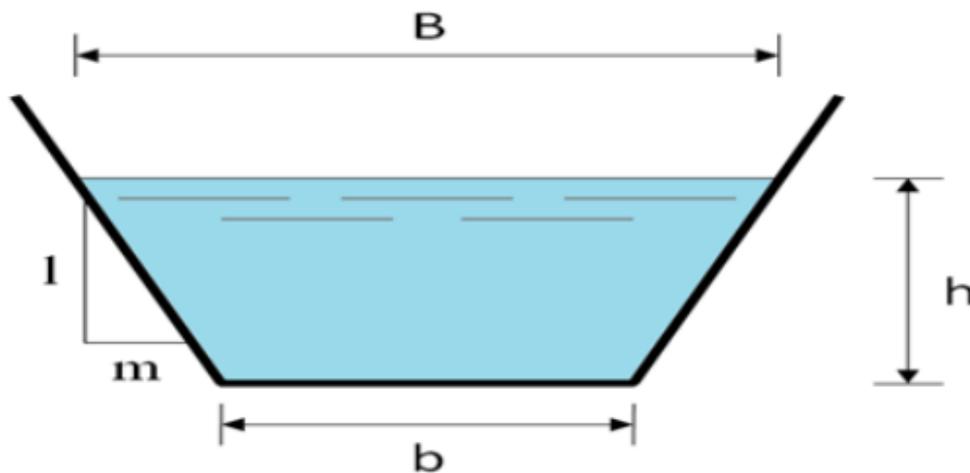


Figure IV. 5: Canal à forme trapézoïdale

Où :

m : Le fruit des talus.

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

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

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h) \quad (IV.28)$$

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (IV.29)$$

a) Calcul du rayon hydraulique maximal :

$$\text{On a } R_h = \frac{Sm}{Pm} \quad (IV.30)$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de Pmin.

Le périmètre soit min pour dP = 0.

On a :

$$dS = h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \quad (IV.31)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (IV.32)$$

Les équations 1 et 2 donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad (IV.33)$$

Avec cette valeur de b on trouve que :

$$R_h = \frac{H}{2} \quad (IV.34)$$

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

Tableau IV. 2: Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression
b (m)	$2h (\sqrt{1+m^2} - m)$
B (m)	$b + 2mh$
S (m ²)	$h (b + mh)$
P (m)	$b + 2h \sqrt{1+m^2}$
R _h	$\frac{h \cdot (b + mh)}{b + 2h \cdot \sqrt{1+m^2}}$

▪ **Forme des profils en travers :**

Les canaux en terre ou revêtus sont presque toujours trapézoïdaux (parfois rectangulaires) et épousent des pentes de talus variables selon la nature de terrain.

Tableau IV. 3: Quelques ordres de grandeur de fruit de talus

Nature de terrain	Fruit de talus 'm'
Rocheux	0.25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0.5
Argile dur	0.75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1.5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

Source (futura-sciences)

IV.4.2 Calcul de la profondeur normal h_n :

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig IV.3) .La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

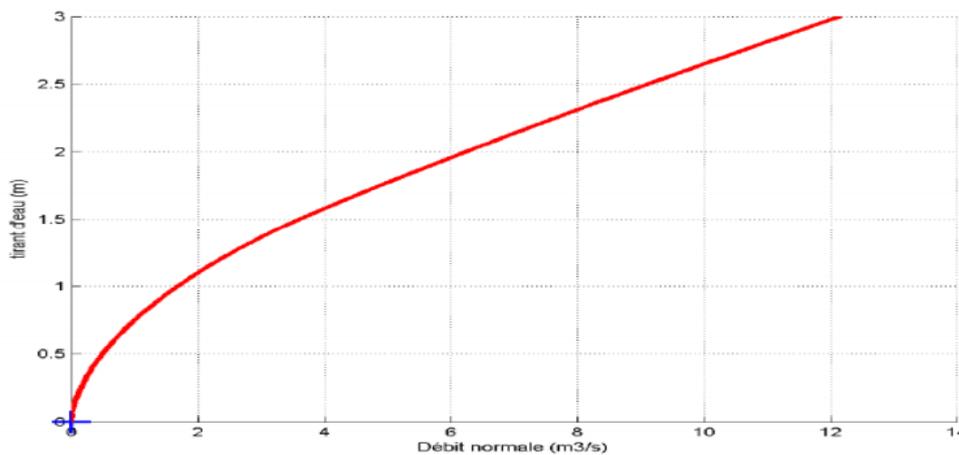


Figure IV. 6: Relation entre le tirant d'eau et le débit normal

IV.4.2.1 Méthode graphique :

On tire la valeur de h_n à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q_{normal}^2}{C^2 S^2 R} \quad (IV.35)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = Sm.C \sqrt{R} \sqrt{I} \quad (IV.36)$$

IV.4.2.2 Méthode itérative :

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S.C \sqrt{RI} \quad (IV.37)$$

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche on égale au Q n Par la suite on trace la courbe Q=f(b), et on détermine la valeur de b correspondante à Qn.

IV.4.3 Calcul de la profondeur critique hcr :

Le calcul de hcr se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

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

IV.4.3.1 Méthode graphique :

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h. La valeur de hcr est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

L'énergie spécifique :

L'énergie spécifique Hs ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section. La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : Hs = f (h) sachant que :

$$H_s = H_p + H_c \quad (IV.38)$$

H_p : Energie potentielle est égale à h ; (HP =h)

H_c : Energie cinétique est égale à ; (HC =V²/2g)

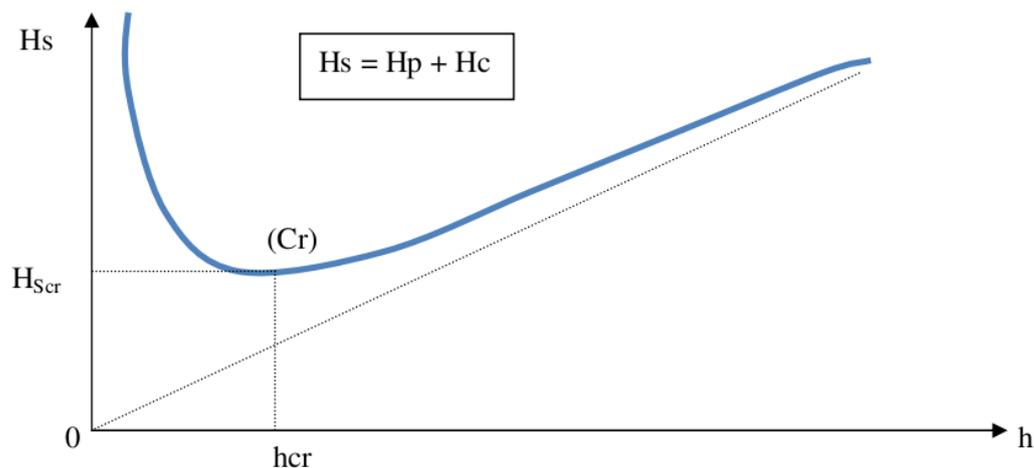


Figure IV. 7: Energie spécifique en fonction de profondeur

IV.4.3.2 Méthode analytique d’AGROSKINE :

La méthode d’AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot B \cdot C_r}{g \cdot S_{cr}^3} \tag{IV.39}$$

Avec :

α : Coefficient d’énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$

B : Largeur du plan d’eau en surface.

g : Accélération gravitaire prise égale à 9.81 m /s².

IV.4.3.3 Méthode itérative :

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à Q^2/g Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = Q^2/g$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

IV.4.4. Calcul de la pente critique :

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = S_{cr} \cdot C \sqrt{R h \cdot I_{cr}} \tag{IV.40}$$

Donc :

$$I = \frac{Q^2}{C^2 S_{cr}^2 R h} \tag{IV.41}$$

IV.4.5 Nombre de Froude :

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (IV.42)$$

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

- Écoulement fluvial $Fr < 1 \Rightarrow hcr < hn$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1 \Rightarrow hcr > hn$
- Écoulement critique $Fr = Fcr = 1 \Rightarrow hcr = hn$

IV.5 Calcul de ligne d'eau

IV.5.1. Equation de la ligne d'eau :

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée. En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h \quad (VI-43)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \quad (VI-44)$$

En dérivant l'équation (V-19) par rapport à x, on trouve :

$$\frac{dH}{dX} = \frac{dz}{dX} + \frac{d}{dX} \left(\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dX} \quad (VI-45)$$

$$\frac{dz}{dX} = -Jf \quad (VI-46)$$

Comme :

$$\frac{dH}{dX} = -Je = -\frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2Rh} \quad (VI-47)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dX} = Jf \frac{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{C^2Rh \cdot JF}}{1 - \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{g \cdot S/B}} \quad (VI-48)$$

IV.5.2. Les différentes formes de courbe de remous :

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

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \sqrt{Rh} \quad (VI-49)$$

$$Sn.Cn\sqrt{Rh} = Kn \quad (VI-50)$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dX} = Jf \frac{1 - \left(\frac{Kn}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (VI-51)$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{\left(\frac{Q}{S}\right)^2}{g.s/B} \quad (VI-52)$$

Jf = i = pente de fond

D'autre part :

$$\frac{dh}{dX} = Jf \frac{1 - \left(\frac{Hn}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (VI-53)$$

Tableau IV. 4: Différentes formes de courbes de remous

Conditions	(Kn/K)=(hn/h)	Signe de numérateur	Fr=(hc/hn)	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx	Nom de la courbe
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	M1
i < ic	< 1	+	> 1	-	-	
hn > hc	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	S1
i > ic	< 1	+	> 1	-	-	S2
h < hc	> 1	-	> 1	-	+	S3
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	C1
i = ic	> 1	-	> 1	-	+	C3
hn = hc						
i = 0		-	< 1	+	-	H2
hn → ∞		-	> 1	-	+	H3
i < 0		-	< 1	+	-	A2
hn → ∞		-	> 1	-	+	A3

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

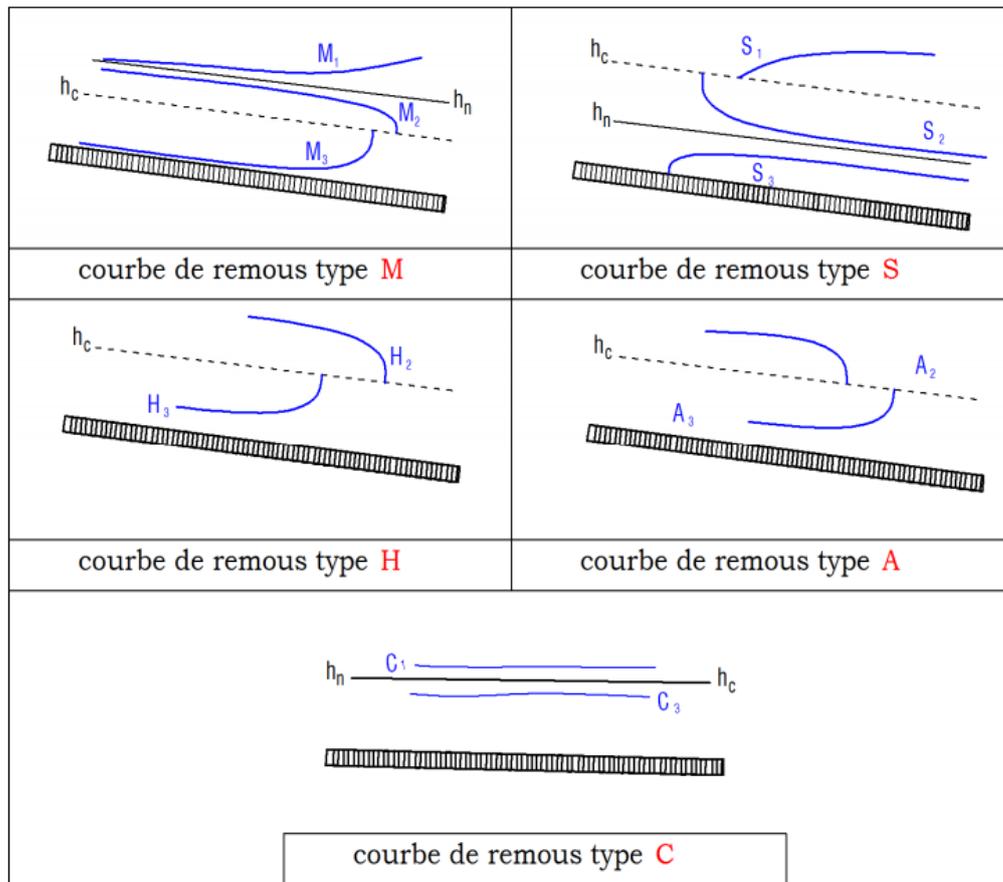


Figure IV. 8: Différentes formes de courbes de remous

IV.5.3 Calcul de la surface d'eau :

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation. On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Dans notre cas, on utilise le logiciel HEC-RAS VERSION 5.0.3 développé US ARMY CORPS OF ENGINEERS, nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des deux oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur.
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites.

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d’eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d’influence aval. Les données d’entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (noeud, 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. (armando Lancaster,2010)

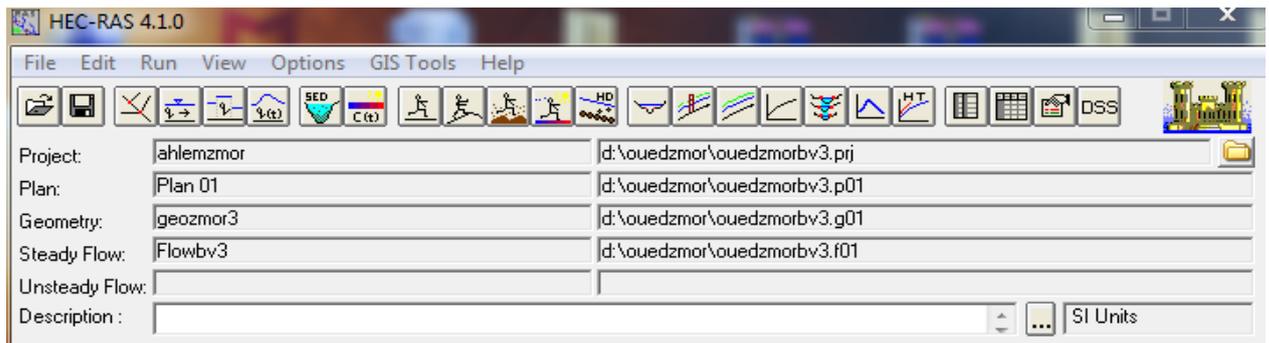


Figure IV. 9: Fenêtre d’accueil du logiciel HEC-RAS

IV.5.3.1 Démarche de la simulation :

Cette démarche se fait en quatre étapes :

- ✓ Modélisation de la rivière.
- ✓ Modélisation de l’écoulement.
- ✓ Mise en marche de la simulation.
- ✓ Visualisation des résultats et constatation.

1. Modélisation de la rivière :

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par le bureau d’étude. La réalisation de la géométrie d’oued Z ‘mor, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d’eau et d’autres caractéristiques de l’écoulement.

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l’avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l’amont à l’aval. Mais avant de passer à HEC-RAS on passe d’abord à HEC-RAS Flipper pour inverser le sens d’écoulement pour que le logiciel HEC-RAS puisse lire l’écoulement de l’amont a l’aval et pas le contraire Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

On fait cela pour les 3 parties de l’oued qu’on a :

Les sections en travers des 3 Oueds :

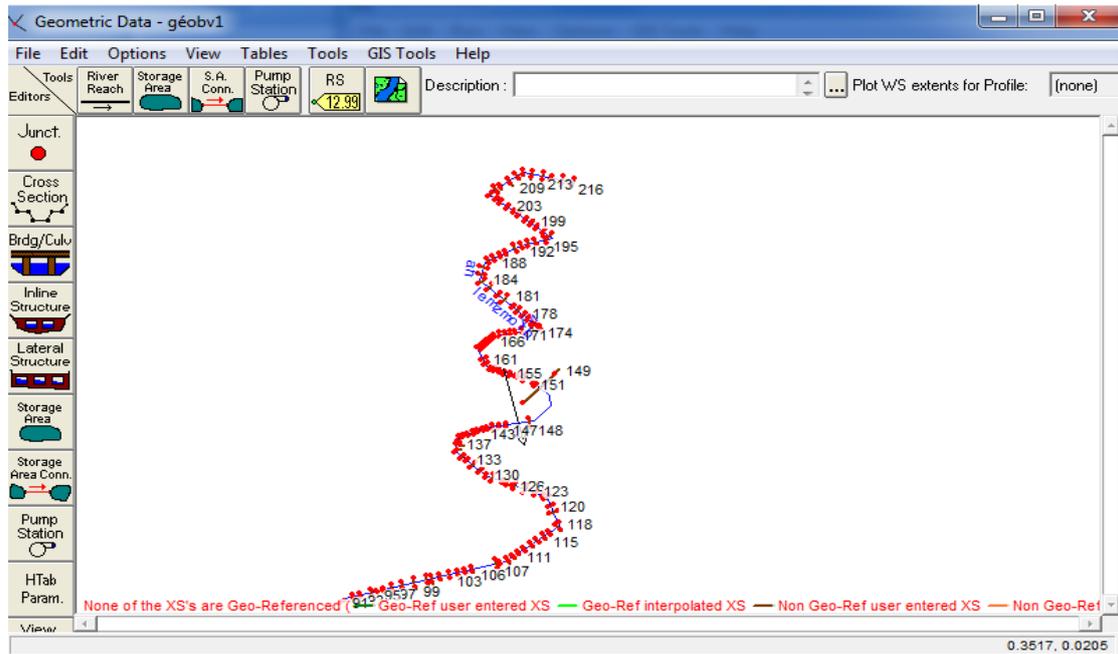


Figure IV. 10: Définition du tracé de l'oued et des sections du sous bassin 1

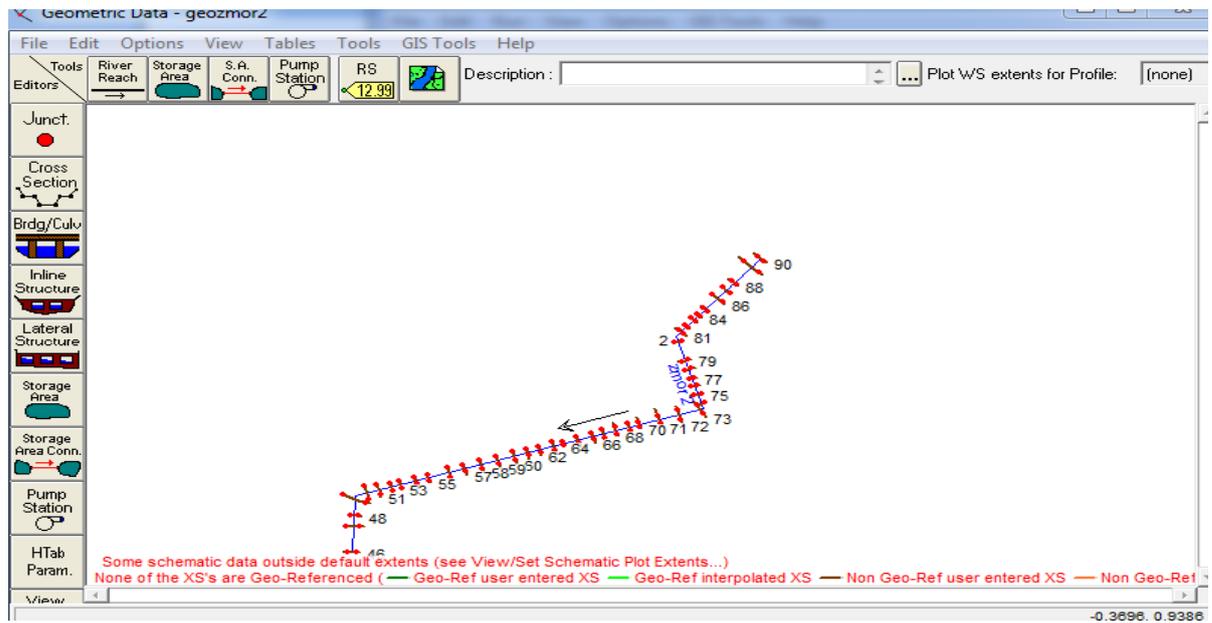


Figure IV. 11: Définition du tracé de l'oued et des sections du sous bassin 2.

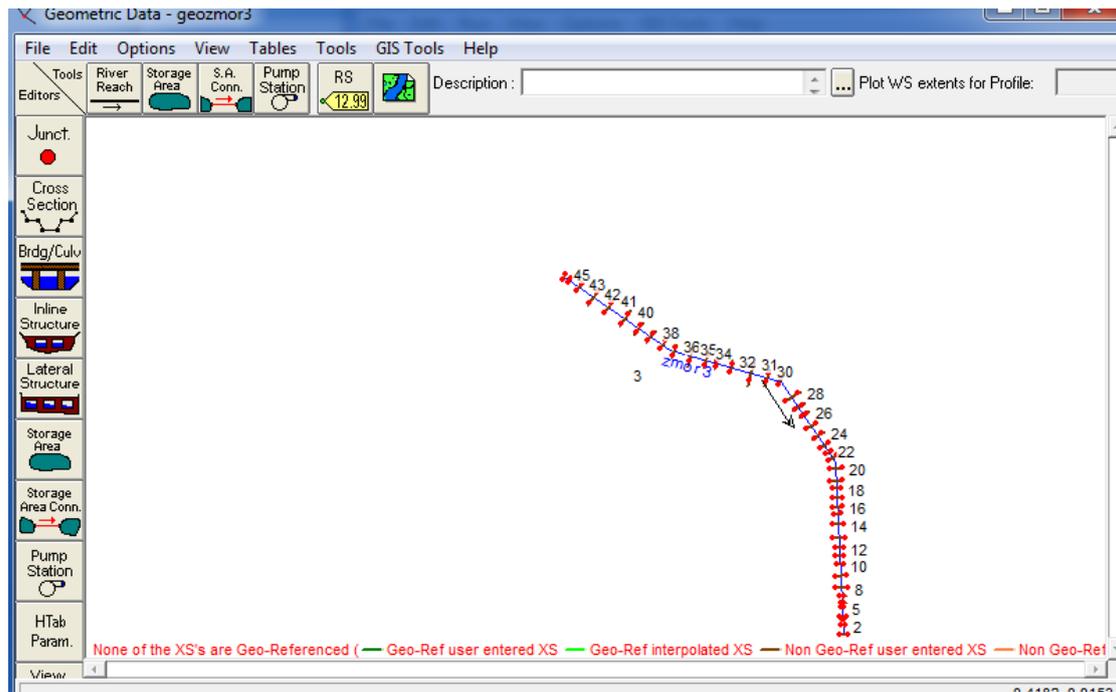


Figure IV. 12: Définition du tracé de l'oued et des sections du sous bassin 3.

2. Modélisation de l'écoulement :

Sous l'hypothèse d'écoulement mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

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

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

- **auteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- **La hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **La hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
- **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur. Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

3. Mise en marche de a simulation :

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique d'oued Z'mor, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas, on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, et en lance la simulation.

4. Visualisation des résultats et constatation :

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie. Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquerons que la vitesse est très fluctuante.

Définition des conditions aux limites pour les 03 Oueds

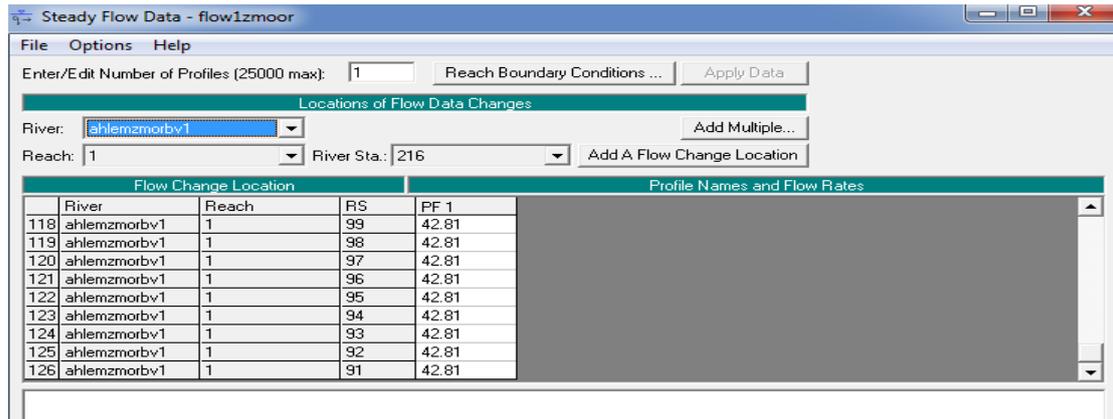


Figure IV. 13: Définition de la crue et des conditions aux limites (sous bassin1)

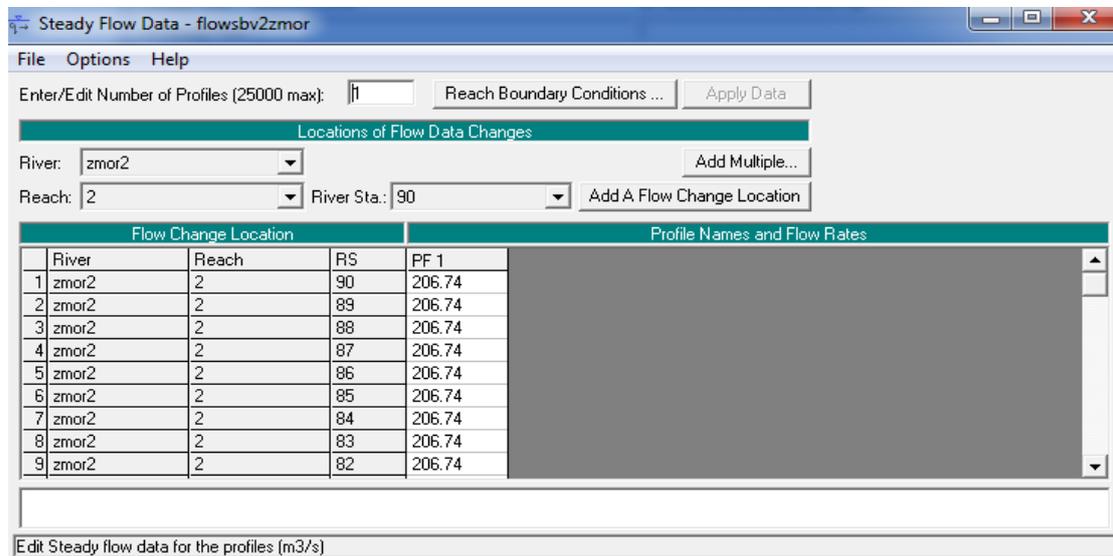


Figure IV. 14: Définition de la crue et des conditions aux limites (sous bassin2)

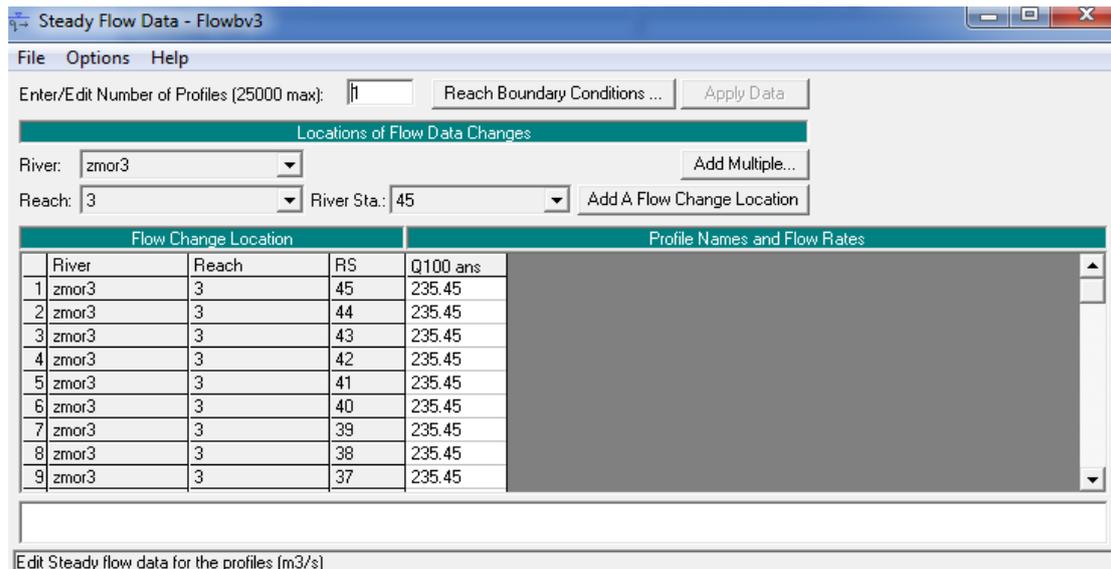


Figure IV. 15: Définition de la crue et des conditions aux limites (sous bassin3)

IV.5.3.2 Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($HRH = HS_2 - HS_1$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux .Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (LRH).

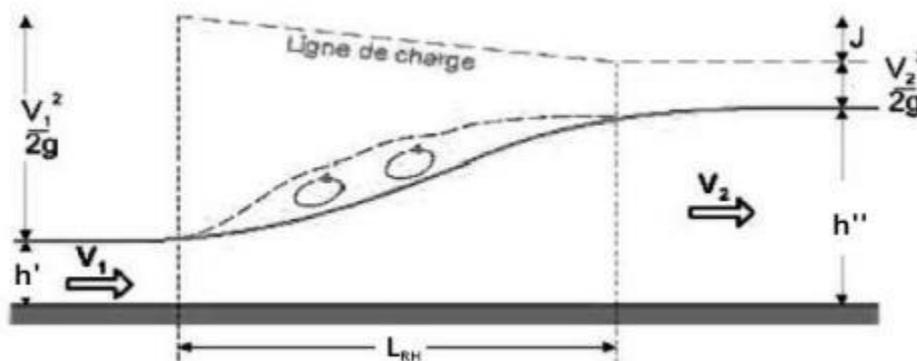


Figure IV. 16:Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE "Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc :

Tableau IV. 5: Les différents types de ressaut

Type de ressaut	Valeurs de Fr	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	$1 \div 1,7$	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr}
· Un ressaut faible	$1,7 \div 2,5$	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	$2,5 \div 4,5$	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	$4,5 \div 9$	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	> 9	Jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

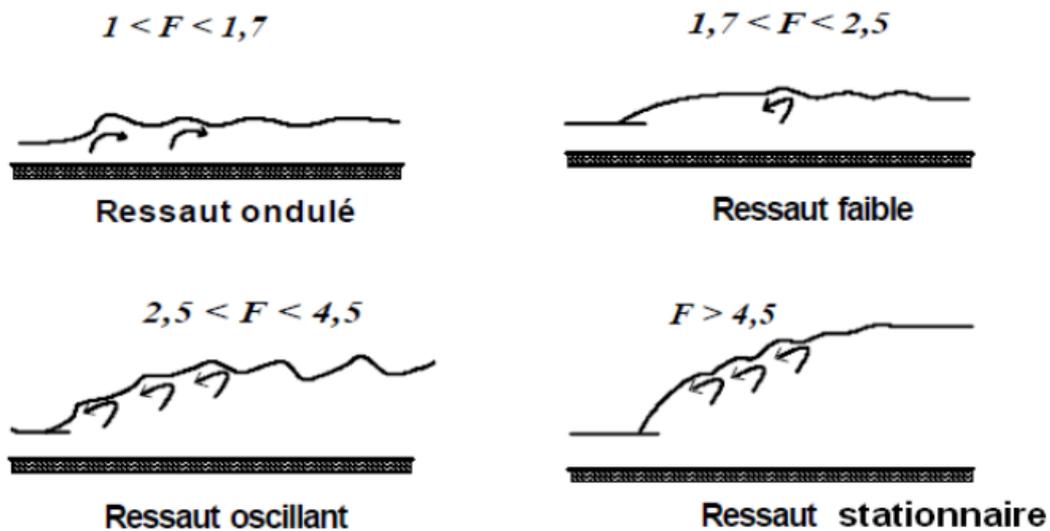


Figure IV. 17: Typologie des ressauts

Si le nombre de FROUDE "Fr" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

IV.5.3.3 Calcul avant l'aménagement de l'oued :

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. En basant sur les données locales de l'agglomération on fait le calcul de certaines sections de l'oued là où il y a des inondations lors des fortes chutes de pluie. Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel HEC-Ras.

IV.5.3.4 Données hydrométriques et conditions aux limites :

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du l'Oued.

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la méthode de GRADEX pour la période de retour de 100 ans.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique comme une condition aux limites, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien des mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives (la hauteur normale et la hauteur d'eau connue).

IV.6. Résultats des simulations

Les résultats numériques des paramètres hydrauliques pour la fréquence centennale sont donnés dans des tableaux. Un plan du cours d'eau en trois dimensions du modèle géométrique ainsi que le profil en long des 03 tronçons simulés sont montrés respectivement sur les figures ci-après pour l'évènement hydrométéorologique considéré.

1. Vue en plan des 03 Oueds :

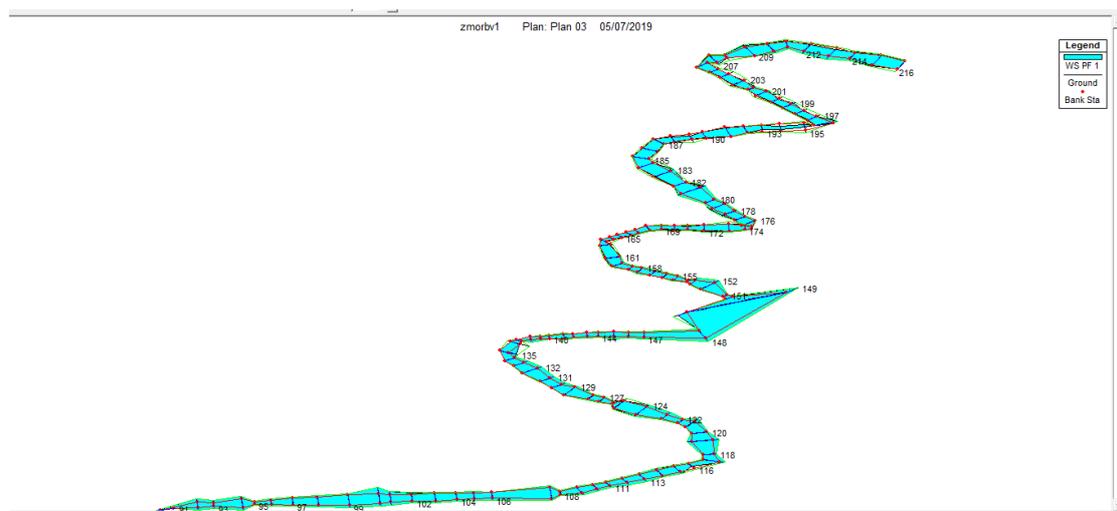


Figure IV. 18: Vue en Plan en 3D de l'Oued 1 du oued Z'mor après la simulation.

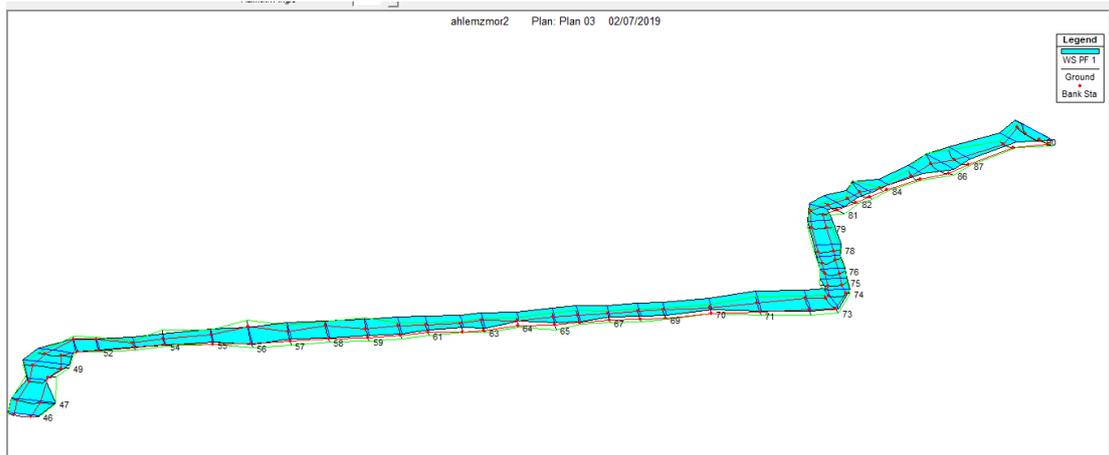


Figure IV. 19: Vue en Plan en 3D de l’Oued 2 d’oued Z’mor après la simulation.

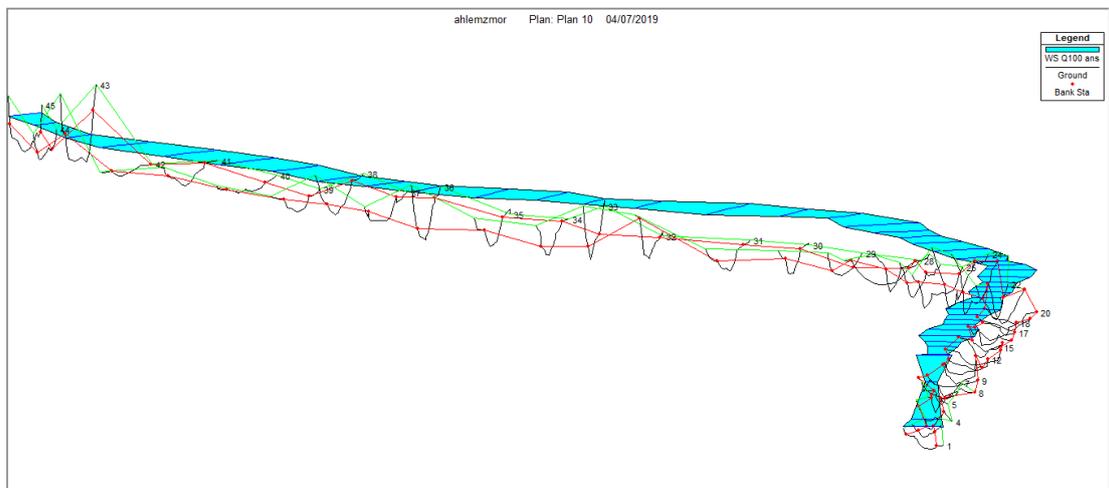


Figure IV. 20: Vue en Plan en 3D de l’Oued 3 d’oued Z’mor après la simulation.

2. Les profils en longs des 03 oueds :

Oued 1 :

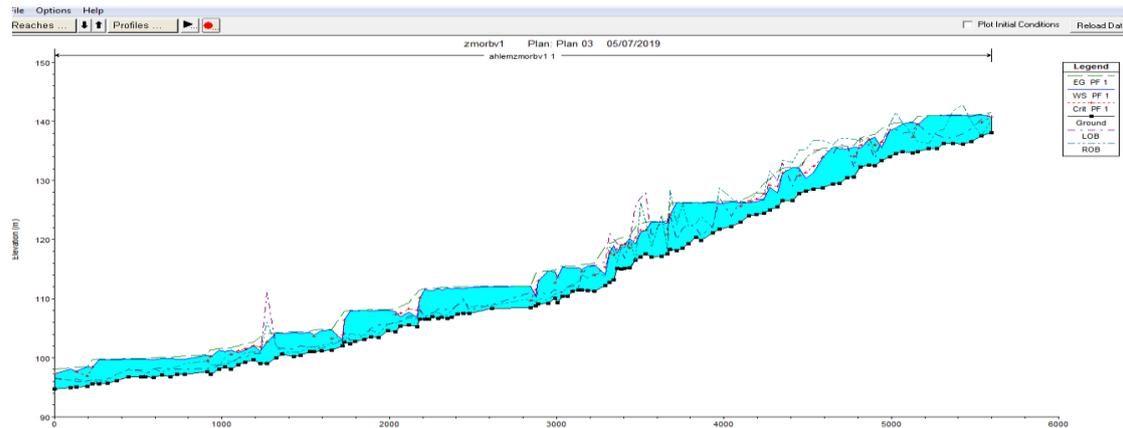


Figure IV. 21: Profil en long simulé d'Oued Z'mor 01 avec la ligne de surface de l'eau sbv01.

Oued2 :

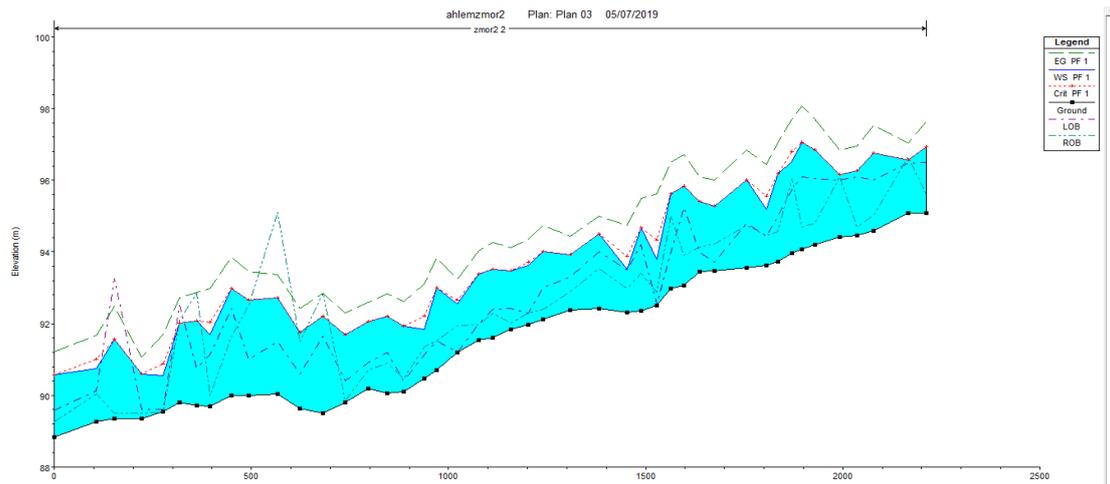


Figure IV. 22: Profil en long simulé d'Oued Z'mor 2 avec la ligne de surface de l'eau sbv02.

Oued 3 :

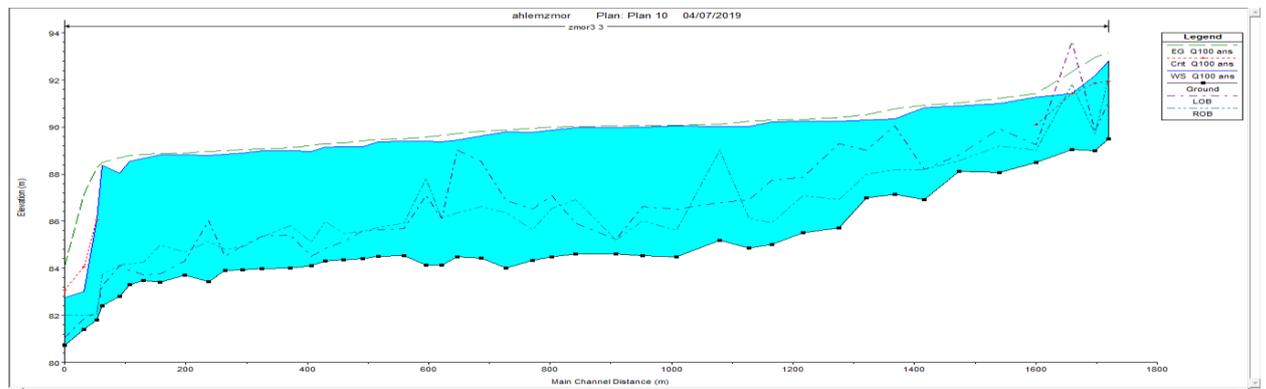


Figure IV. 23: Profil en long simulé d'Oued Z'mor 3 avec la ligne de surface de l'eau sbv03.

3. Les sections des 3 Oueds :

Oued1 :

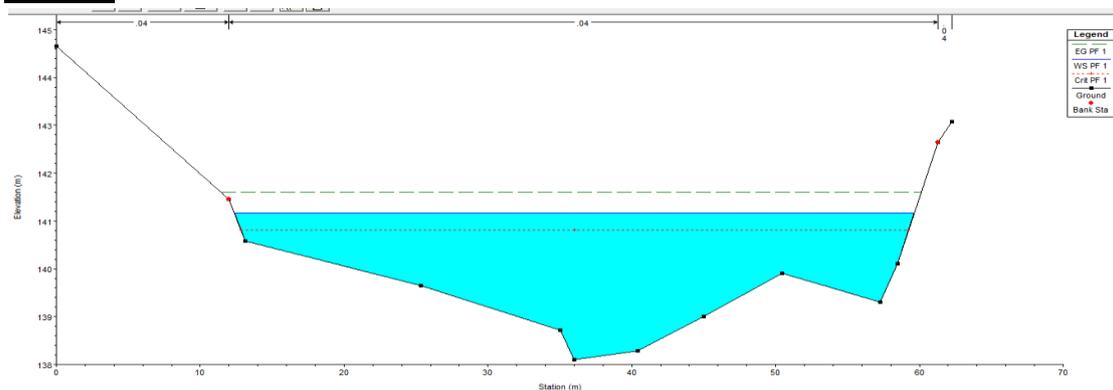


Figure IV. 24: Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

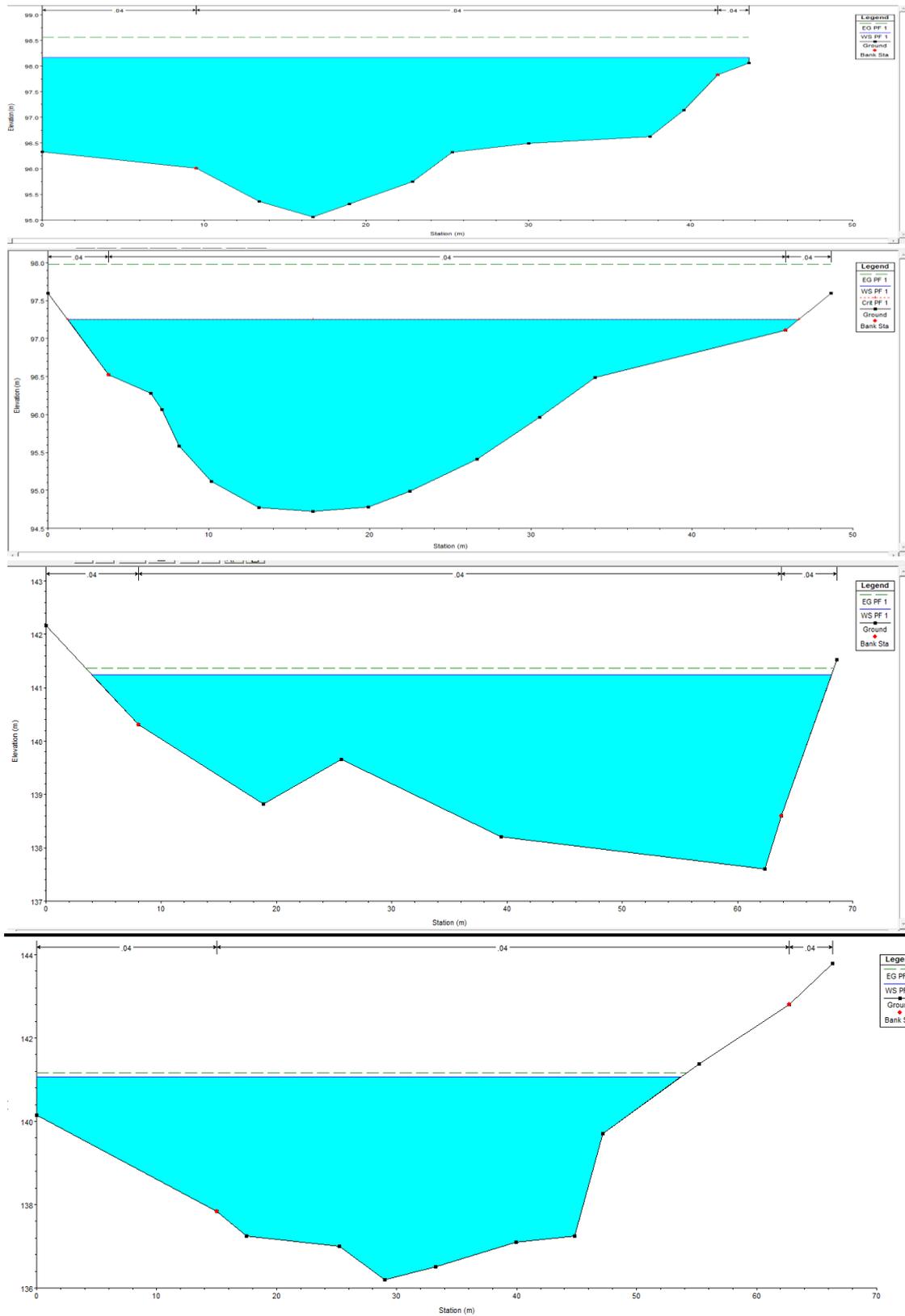


Figure IV. 25:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

Oued2 :

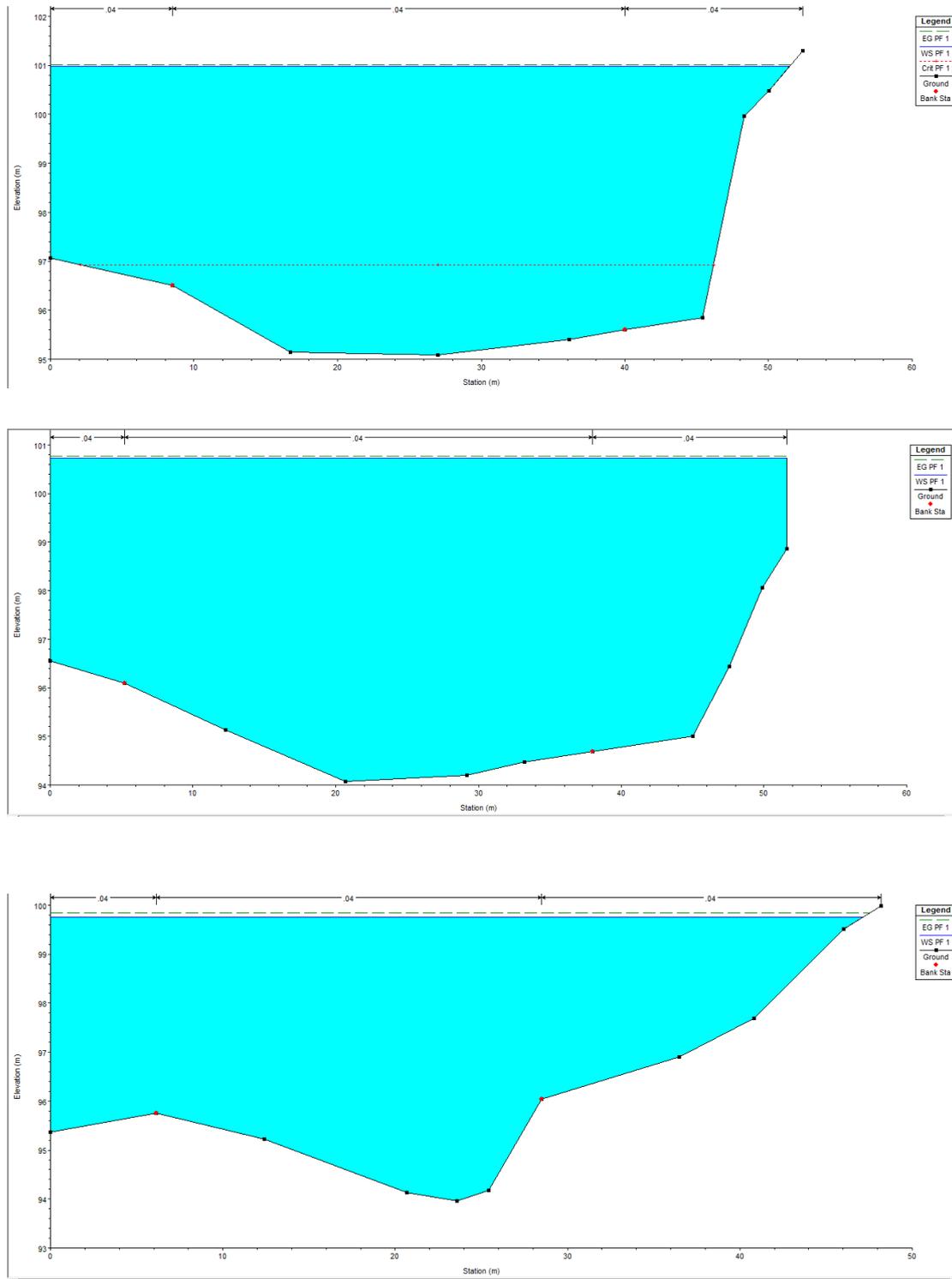


Figure IV. 26:Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

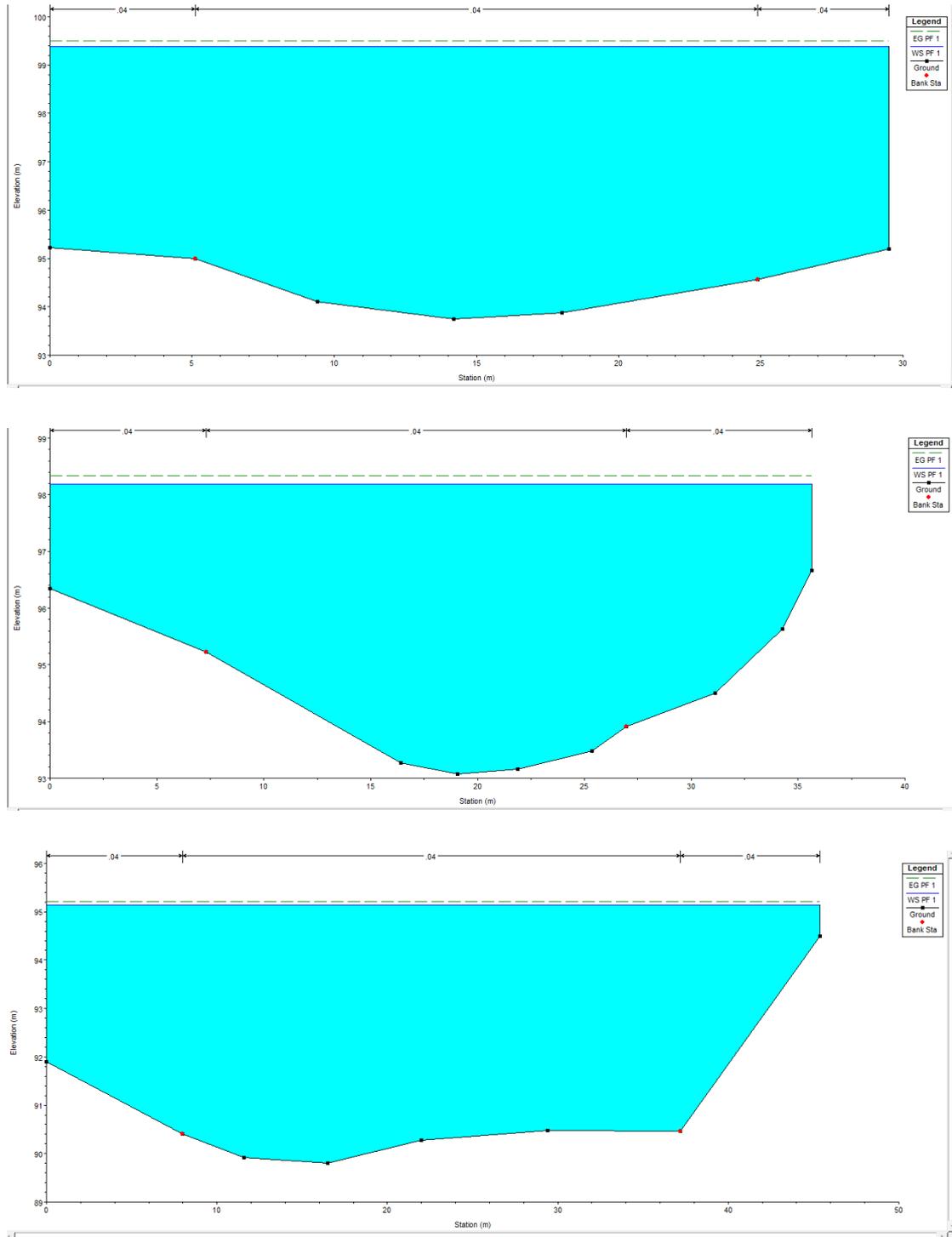


Figure IV. 27: Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

Oued 3 :

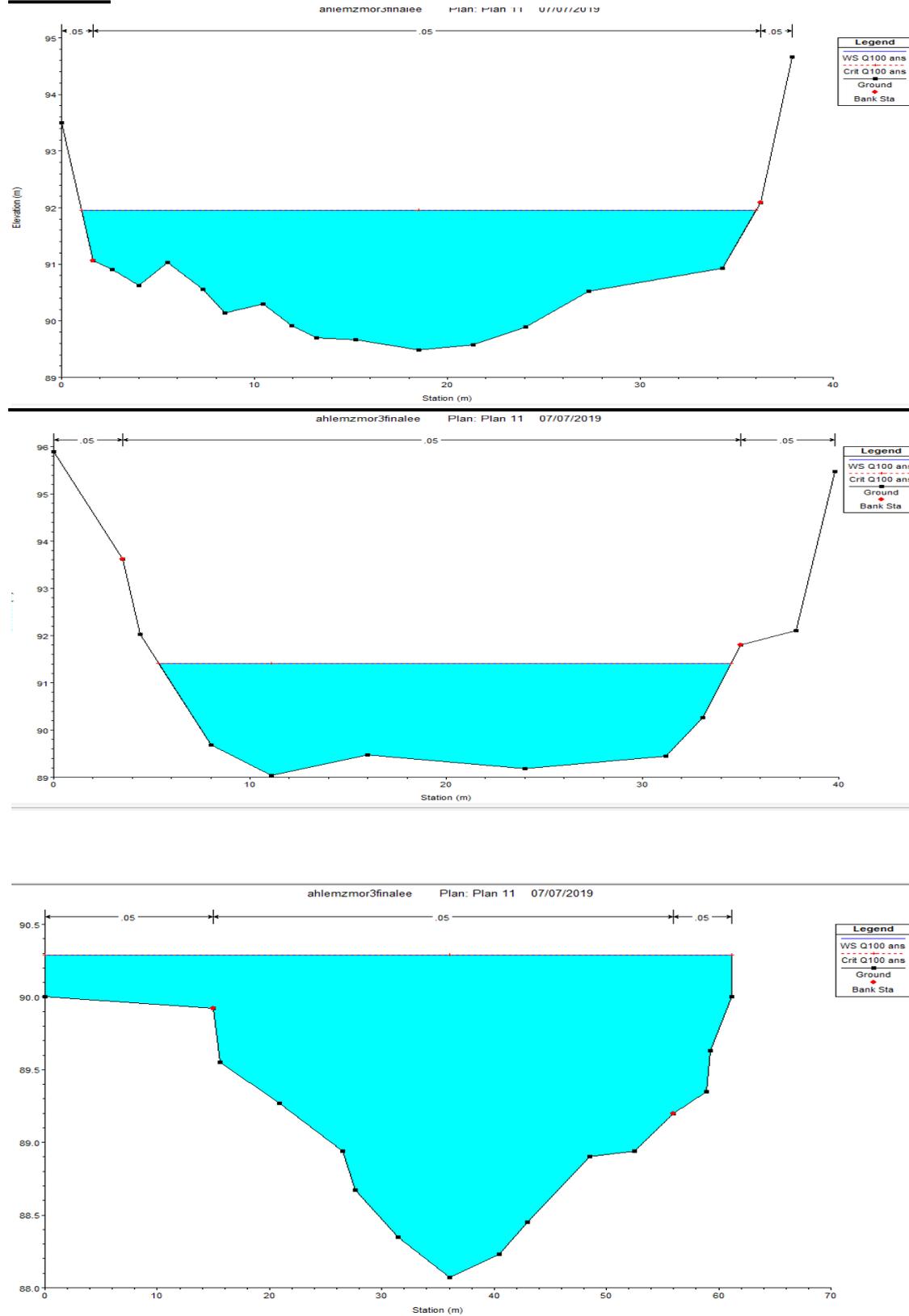


Figure IV. 28: Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).
W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé
Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

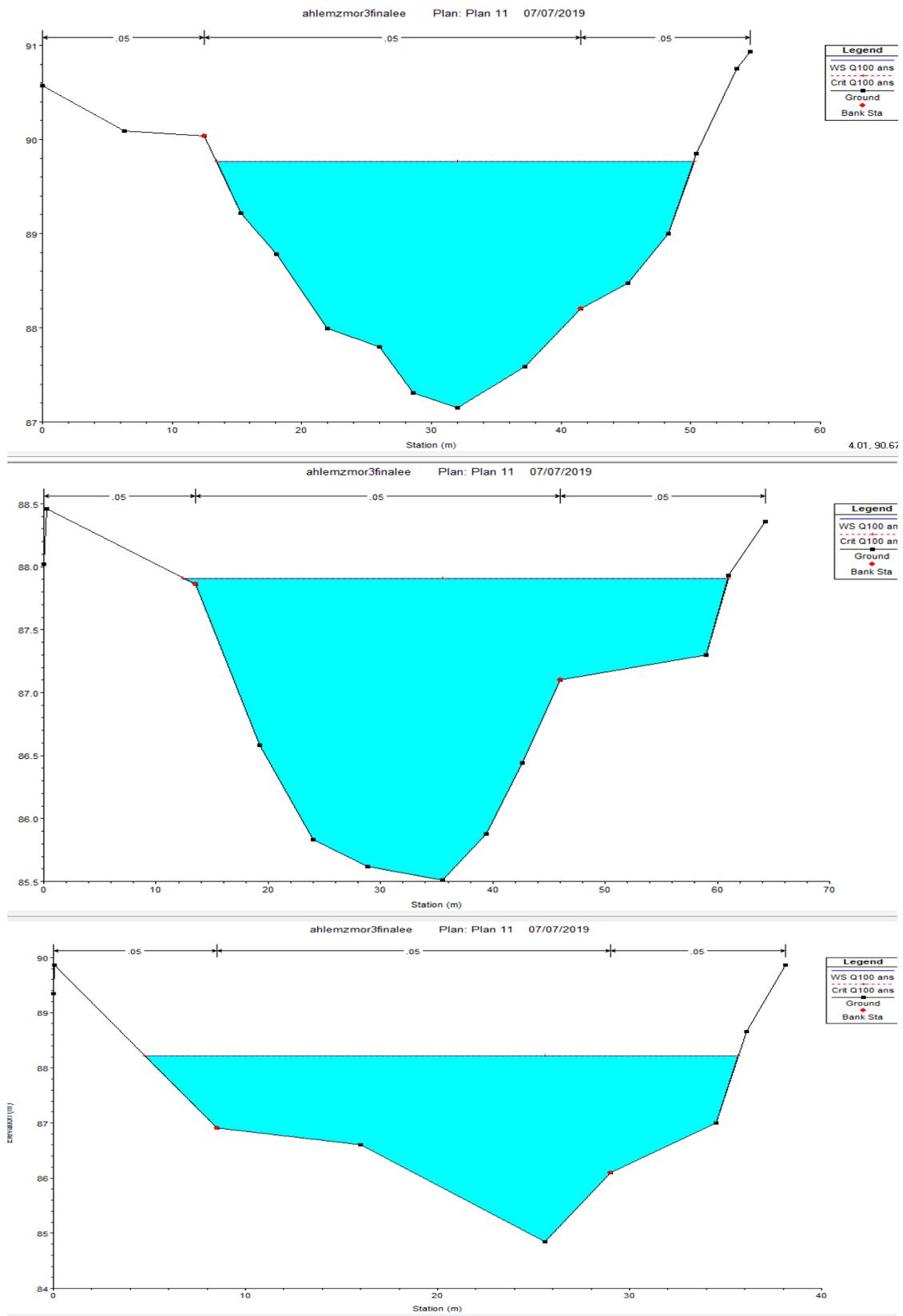


Figure IV. 29: Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

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

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

Les résultats de la simulation des 03 oueds sont représentés dans les tableaux suivants

Oued 01 :

Tableau IV. 6: Résultats de la simulation du 1er Oued à l'état naturel sur HEC-RAS:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude
1	216	PF 1	235.45	138.1	141.17	140.81	141.6	0.0068	2.9	81.11	47.27	0.71
1	215	PF 1	235.45	137.6	141.25	141.25	141.37	0.0011	1.58	152.68	64.2	0.31
1	214	PF 1	235.45	136.6	141.02	141.02	141.27	0.002	2.22	110.13	41.62	0.41
1	213	PF 1	235.45	136.2	141.06	141.05	141.17	0.0007	1.51	165.23	53.68	0.26
1	212	PF 1	235.45	136.23	141.03	140.9	141.13	0.0006	1.39	171.97	50.52	0.23
1	211	PF 1	235.45	136.25	140.99	140.9	141.09	0.0006	1.49	168.83	43.97	0.24
1	210	PF 1	235.45	135.38	140.99	140.89	141.07	0.0005	1.29	193.85	54.05	0.21
1	209	PF 1	235.45	135.4	140.99	140.8	141.04	0.0002	0.97	251.9	62.12	0.15
1	208	PF 1	235.45	134.84	139.5	139.5	140.86	0.0121	5.25	46.66	17.53	0.98
1	207	PF 1	235.45	134.61	140.02	137.36	140.1	0.0004	1.28	192.28	60.13	0.21
1	206	PF 1	235.45	134.82	139.82	139.82	140.04	0.0016	2.09	113.85	36.26	0.37
1	205	PF 1	235.45	134.5	139.23	139	139.89	0.0056	3.6	65.52	23.22	0.68
1	204	PF 1	235.45	134	138.51	138.51	139.54	0.015	4.51	52.24	26.1	1
1	203	PF 1	235.45	133.31	137.77	136.43	137.99	0.0018	2.11	116.66	47.9	0.4
1	202	PF 1	235.45	132.55	137.48	137.32	137.89	0.0022	2.99	88.43	25.62	0.46
1	201	PF 1	235.45	132.6	136.94	136.85	137.71	0.011	3.92	61.8	37.07	0.9
1	200	PF 1	235.45	132.33	135.98	135.98	137.08	0.0139	4.66	50.55	22.93	1
1	199	PF 1	235.45	130.59	135.81	134.05	136.07	0.0017	2.3	108.69	35.02	0.39
1	198	PF 1	235.45	130.44	135.47	135.47	135.93	0.0042	3.01	78.14	27.09	0.57
1	197	PF 1	235.45	129.5	135.44	135.38	135.77	0.0023	2.54	92.52	25.92	0.43
1	196	PF 1	235.45	129.39	135.6	135.5	135.66	0.0003	1.09	221.22	57.86	0.16
1	195	PF 1	235.45	128.7	133.89	133.89	135.46	0.0166	5.55	42.45	13.62	1
1	194	PF 1	235.45	128.5	131.62	132.35	134.08	0.0337	6.94	33.92	16.67	1.55
1	193	PF 1	235.45	128.23	131.99	131.32	132.63	0.006	3.55	66.3	24.03	0.68
1	192	PF 1	235.45	127.76	132.13	132.13	132.39	0.0021	2.23	105.73	36.85	0.42
1	191	PF 1	235.45	126.56	132.2	132.1	132.3	0.0006	1.4	169.28	48.56	0.24
1	190	PF 1	235.45	126.65	131.17	131.17	132.12	0.0146	4.3	54.75	30.26	1.02
1	189	PF 1	235.45	125.5	128.06	128.99	131.11	0.049	7.73	30.44	16.72	1.83
1	188	PF 1	235.45	125	129.18	129.18	130.13	0.0146	4.32	54.56	28.99	1
1	187	PF 1	235.45	124.5	127.05	127.64	129.08	0.0606	6.31	37.34	35.03	1.95
1	186	PF 1	235.45	124.2	127.21	126.84	127.7	0.007	3.1	75.87	41.45	0.73
1	185	PF 1	235.45	124	126.46	126.46	127.22	0.0145	3.86	60.98	41.33	1.01
1	184	PF 1	235.45	123	126.44	125.65	126.76	0.0036	2.48	95.12	45.35	0.54
1	183	PF 1	235.45	122.17	126.52	126.31	126.62	0.0006	1.42	173.66	55.49	0.24
1	182	PF 1	235.45	121.82	126.12	126.02	126.5	0.0039	2.76	85.37	32.12	0.54
1	181	PF 1	235.45	121.17	126.35	126.28	126.38	0.0001	0.76	333.32	79.5	0.11

1	180	PF 1	235.45	120.8	126.23	126.10	126.36	0.0005	1.64	154.88	34.8	0.24
1	179	PF 1	235.45	120.35	126.26	126.26	126.33	0.0002	1.12	223.77	47.78	0.16
1	178	PF 1	235.45	119.34	126.23	126.23	126.31	0.0003	1.33	197.45	43.77	0.18
1	177	PF 1	235.45	118.55	126.22	126.18	126.3	0.0003	1.29	188.1	33.94	0.17
1	176	PF 1	235.45	118.13	126.25	126.25	126.28	8E-05	0.78	313.03	44.08	0.09
1	175	PF 1	235.45	118.29	124.14	124.14	126.08	0.0228	6.17	38.16	10.09	1
1	174	PF 1	235.45	117.57	123.02	120.84	123.25	0.0015	2.19	112.32	30.58	0.35
1	173	PF 1	235.45	117.13	123.07	122.98	123.18	0.0007	1.52	155.17	39.74	0.24
1	172	PF 1	235.45	117	123.01	122.9	123.15	0.0005	1.65	149.48	34.78	0.24
1	171	PF 1	235.45	117.55	122.02	122.0	123.01	0.0088	4.41	53.36	17.42	0.8
1	170	PF 1	235.45	117	121.55	121.55	122.67	0.014	4.68	50.31	22.79	1.01
1	169	PF 1	235.45	116.56	119.53	120.22	121.95	0.0295	6.94	34.81	16.66	1.52
1	168	PF 1	235.45	115.17	120.33	118.55	120.67	0.0022	2.6	92.02	29	0.43
1	167	PF 1	235.45	115.11	119.69	119.2	120.51	0.0063	4.17	60.87	22.45	0.74
1	166	PF 1	235.45	115.01	119.13	119.13	120.29	0.012	4.8	50.33	22.88	0.96
1	165	PF 1	235.45	115.07	119.02	118.38	119.82	0.0062	4.01	60.32	20.51	0.73
1	164	PF 1	235.45	113.17	119.11	119	119.65	0.0034	3.27	72.41	17.13	0.5
1	163	PF 1	235.45	112.71	117.81	117.81	119.41	0.0156	5.6	42.03	13.17	1
1	162	PF 1	235.45	112.27	114.26	115.34	118.36	0.1037	8.98	26.27	21.99	2.6
1	161	PF 1	235.45	111.24	115.9	113.98	116.12	0.0015	2.06	116.63	39.79	0.36
1	160	PF 1	235.45	111.31	115.71	115.62	116.03	0.0024	2.54	96.79	36.72	0.46
1	159	PF 1	235.45	111.5	115.16	115.07	115.87	0.0061	3.74	64.48	24.94	0.71
1	158	PF 1	235.45	111.45	115.36	115.24	115.66	0.002	2.59	102.18	37.36	0.44
1	157	PF 1	235.45	111.22	115.33	115.24	115.59	0.0017	2.36	106.96	32.36	0.4
1	156	PF 1	235.45	110.4	115.31	115.27	115.54	0.0011	2.15	116.65	28.43	0.33
1	155	PF 1	235.45	110.35	115.35	115.3	115.49	0.0006	1.77	147.58	32.3	0.26
1	154	PF 1	235.45	109.3	113.59	113.56	115.28	0.011	5.91	43.03	13	0.99
1	153	PF 1	235.45	110.08	114.64	114.43	114.79	0.0009	1.85	142.13	40	0.3
1	152	PF 1	235.45	109.2	114.71	114.65	114.74	0.0001	0.84	301.82	63.3	0.12
1	151	PF 1	235.45	109.07	113	113	114.56	0.0112	5.74	45.37	15	0.97
1	150	PF 1	235.45	108.81	110.46	111.43	114	0.0829	8.42	28.88	25.26	2.37
1	149	PF 1	235.45	108.51	112.35	109.63	112.36	4E-05	0.3	817.66	331.1	0.06
1	148	PF 1	235.45	108.34	112.27	112.27	112.33	0.0004	1.14	222.6	65.4	0.19
1	147	PF 1	235.45	107.5	112.13	112.1	112.26	0.0007	1.69	150.79	37.3	0.26
1	146	PF 1	235.45	107.48	111.93	111.93	112.21	0.0016	2.37	106.01	34.1	0.39
1	145	PF 1	235.45	107.37	111.95	111.95	112.14	0.001	2.01	126.55	35.5	0.31
1	144	PF 1	235.45	106.84	111.86	111.79	112.1	0.001	2.22	114.59	26	0.32
1	143	PF 1	235.45	106.6	111.89	111.89	112.06	0.0008	1.96	135.36	31.6	0.28
1	142	PF 1	235.45	106.81	111.62	111.62	112	0.0019	2.91	91.24	22.4	0.44
1	141	PF 1	235.45	106.69	111.76	111.76	111.91	0.0007	1.79	144.2	34	0.27
1	140	PF 1	235.45	107.01	111.43	111.43	111.84	0.0021	2.98	88.06	21.6	0.47
1	139	PF 1	235.45	106.5	111.45	111.45	111.77	0.0015	2.71	98.89	22.4	0.4
1	138	PF 1	235.45	106.5	111.56	111.56	111.7	0.0006	1.78	147.82	31.4	0.26

1	137	PF 1	235.45	106.51	110.04	110.04	111.51	0.0112	5.5	45.72	16	0.98
1	136	PF 1	235.45	105.24	106.88	107.99	110.85	0.1159	8.83	26.72	25.55	2.72
1	135	PF 1	235.45	105.6	108.25	108.24	108.93	0.0086	3.91	70.33	47.6	0.84
1	134	PF 1	235.45	105.3	108.06	108.06	108.56	0.0051	3.19	77.05	33.54	0.66
1	133	PF 1	235.45	104.4	108.04	108.04	108.37	0.0035	2.65	95.06	41.6	0.54
1	132	PF 1	235.45	104.64	108.13	108.04	108.24	0.0009	1.55	159.96	58.1	0.29
1	131	PF 1	235.45	103.4	108.08	108.08	108.2	0.0006	1.58	164.61	45.17	0.25
1	130	PF 1	235.45	103.5	108.01	108.01	108.16	0.0008	1.8	143.1	40.1	0.29
1	129	PF 1	235.45	103.05	108.07	108.02	108.12	0.0002	0.99	249.18	58.2	0.15
1	128	PF 1	235.45	102.73	107.93	107.89	108.09	0.0007	1.84	142.92	32.53	0.27
1	127	PF 1	235.45	102.34	107.94	107.81	108.06	0.0005	1.6	161.92	32.5	0.22
1	126	PF 1	235.45	102.66	106.26	106.26	107.87	0.0125	5.78	44.48	14.42	1.03
1	125	PF 1	235.45	102.07	103	103.83	107.14	0.2695	9.02	26.17	46.35	3.78
1	124	PF 1	235.45	101.29	104.84	103.19	104.93	0.0006	1.33	190.55	69.37	0.24
1	123	PF 1	235.45	101.15	104.71	104.62	104.87	0.0011	1.84	138.49	43.7	0.32
1	122	PF 1	235.45	101.07	103.66	103.66	104.67	0.0127	4.57	54.35	27.3	1.01
1	121	PF 1	235.45	101.02	103.99	102.82	104.17	0.0017	1.94	128.39	52.4	0.38
1	120	PF 1	235.45	100.39	103.77	103.6	104.05	0.0025	2.39	103.1	41.2	0.47
1	119	PF 1	235.45	100.22	103.88	103.74	103.95	0.0005	1.19	212.22	74.21	0.21
1	118	PF 1	235.45	100.59	103.32	103.27	103.82	0.0054	3.3	77.31	35.95	0.68
1	117	PF 1	235.45	100.2	103.52	103.46	103.64	0.001	1.64	153.31	56.9	0.3
1	116	PF 1	235.45	100.01	102.34	102.34	103.42	0.0126	4.61	51.94	25.02	0.99
1	115	PF 1	235.45	99.98	102.66	101.77	102.93	0.0028	2.39	104.14	44.9	0.49
1	114	PF 1	235.45	99.64	102.11	101.97	102.69	0.0093	3.55	71.62	45.5	0.84
1	113	PF 1	235.45	99.24	101.81	101.74	102.31	0.0068	3.33	77.91	44.8	0.74
1	112	PF 1	235.45	98.83	101.64	101.52	102.04	0.0043	2.98	87.53	42.9	0.61
1	111	PF 1	235.45	98	101.53	101.48	101.88	0.0027	2.78	93.37	33	0.5
1	110	PF 1	235.45	98.43	101.3	101.3	101.75	0.0051	3.17	81.45	39.5	0.66
1	109	PF 1	235.45	98.09	101.39	101.32	101.57	0.0014	2.01	128.82	46.8	0.37
1	108	PF 1	235.45	97.16	100.25	100.25	101.34	0.0106	4.78	53.38	24.96	0.95
1	107	PF 1	235.45	97.65	100.73	99.49	100.83	0.0011	1.48	167.28	76.5	0.31
1	106	PF 1	235.45	97.2	100.22	100.12	100.56	0.0036	2.69	93.32	42.1	0.55
1	105	PF 1	235.45	97.21	100.14	100.12	100.41	0.0028	2.38	104.1	45	0.48
1	104	PF 1	235.45	96.71	100.1	100.05	100.3	0.0016	2.05	121.32	45.58	0.38
1	103	PF 1	235.45	97.12	100.05	100	100.22	0.0016	1.91	132.2	54	0.37
1	102	PF 1	235.45	96.61	99.81	99.8	100.08	0.0035	2.36	103.24	52.7	0.53
1	101	PF 1	235.45	96.74	99.87	99.82	99.96	0.0007	1.36	182.25	69.48	0.26
1	100	PF 1	235.45	96.81	99.87	99.82	99.93	0.0006	1.11	217.12	95.74	0.23
1	99	PF 1	235.45	96.78	99.77	99.75	99.87	0.0011	1.49	165.71	71.2	0.3
1	98	PF 1	235.45	96.15	99.71	99.70	99.81	0.0007	1.49	170.94	58.4	0.26
1	97	PF 1	235.45	95.7	99.67	99.61	99.77	0.0006	1.45	173.9	50.1	0.24
1	96	PF 1	235.45	95.56	99.57	99.57	99.72	0.001	1.91	138.02	38.6	0.31
1	95	PF 1	235.45	95.57	98.43	98.43	99.53	0.0141	4.8	50.96	23.84	1.05

1	94	PF 1	235.45	95.2	98.6	96.83	98.67	0.0006	1.18	204.67	78.04	0.23
1	93	PF 1	235.45	95.06	98.16	98.16	98.55	0.0051	2.85	85.29	43.62	0.64
1	92	PF 1	235.45	94.92	98.22	98.12	98.38	0.0017	1.82	133.84	59.69	0.38
1	91	PF 1	235.45	94.72	97.25	97.25	97.98	0.0138	3.78	62.89	45.44	1

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Velchnl : Vitesse d'écoulement

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

Flowarea : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froude # chl : Nombre de Froude

E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 2.97 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 0.5 et 9.02 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 4.15 m et varie entre 0.93 m et 8.12 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,1 et 3,78.

Qued 02 :

Tableau IV. 7: Résultats de la simulation du 2er Tronçon à l'état naturel sur HEC-RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
2	90	PF 1	206.7	95.09	96.93	96.93	97.63	0.01303	3.8	56.98	44.06	0.98
2	89	PF 1	206.7	95.08	96.57	96.57	97.05	0.0163	3.07	67.36	72.8	1.01
2	88	PF 1	206.7	94.6	96.76	96.76	97.53	0.01303	4.07	54.25	36.64	0.99
2	87	PF 1	206.7	94.47	96.26	96.27	96.95	0.01482	3.75	56.36	43.88	1.02
2	86	PF 1	206.7	94.42	96.16	96.16	96.84	0.01444	3.63	57.09	44.69	1
2	85	PF 1	206.7	94.2	96.85	96.85	97.69	0.01111	4.2	53.11	33.03	0.94
2	84	PF 1	206.7	94.07	97.06	97.06	98.08	0.01122	4.64	48.43	24.3	0.97
2	83	PF 1	206.7	93.96	96.51	96.8	97.7	0.02065	4.98	44.45	32.89	1.23
2	82	PF 1	206.7	93.74	96.18	96.19	97.06	0.012	4.37	51.61	29.5	0.98
2	81	PF 1	206.7	93.63	95.18	95.55	96.43	0.04056	5.48	43.67	49.6	1.64
2	80	PF 1	206.7	93.56	96.02	96.02	96.84	0.01197	4.2	53.25	31.8	0.97
2	79	PF 1	206.7	93.47	95.27	95.27	96.02	0.01318	4.03	55.47	37.1	1
2	78	PF 1	206.7	93.45	95.4	95.4	96.09	0.01315	3.95	57.63	40.7	0.99
2	77	PF 1	206.7	93.07	95.83	95.83	96.71	0.01137	4.32	51.57	31.17	0.95
2	76	PF 1	206.7	92.99	95.61	95.61	96.5	0.01138	4.28	51.38	30.61	0.95
2	75	PF 1	206.7	92.5	93.79	94.33	95.62	0.0523	6.41	35.73	36.43	1.88
2	74	PF 1	206.7	92.35	94.67	94.67	95.5	0.01132	4.08	52.94	33.9	0.94
2	73	PF 1	206.7	92.32	93.51	93.88	94.73	0.05085	5.04	42.59	53.7	1.75
2	72	PF 1	206.7	92.42	94.51	94.51	94.99	0.01235	3.19	70.04	72.1	0.92
2	71	PF 1	206.7	92.37	93.92	93.92	94.44	0.0139	3.39	66.29	66.04	0.97
2	70	PF 1	206.7	92.13	94.01	94.01	94.75	0.0126	4.02	55.72	37.5	0.98
2	69	PF 1	206.7	91.98	93.62	93.7	94.36	0.01415	3.97	56.63	44.81	1.02
2	68	PF 1	206.7	91.85	93.46	93.46	94.11	0.01412	3.73	58.98	45.2	1

2	67	PF 1	206.7	91.6	93.53	93.53	94.28	0.01381	4.06	55.04	36.5	1.02
2	66	PF 1	206.7	91.54	93.39	93.39	94.03	0.01204	3.8	61.7	49.2	0.95
2	65	PF 1	206.7	91.19	92.56	92.65	93.25	0.01741	3.79	57.73	52.3	1.09
2	64	PF 1	206.7	90.7	93	93	93.84	0.01379	4.36	52.15	31.2	1.03
2	63	PF 1	206.7	90.46	91.83	92.21	93.11	0.03826	5.08	42.27	45.92	1.57
2	62	PF 1	206.7	90.1	91.93	91.93	92.62	0.01253	3.83	57.73	41.2	0.97
2	61	PF 1	206.7	90.07	92.21	92.21	92.82	0.01222	3.69	61.85	48.5	0.95
2	60	PF 1	206.7	90.18	92.05	92.05	92.59	0.0122	3.44	66.34	59.2	0.93
2	59	PF 1	206.7	89.8	91.68	91.68	92.28	0.01361	3.63	61.7	51.18	0.98
2	58	PF 1	206.7	89.5	92.2	92.2	92.86	0.01161	3.63	59.59	48.59	0.92
2	57	PF 1	206.7	89.63	91.75	91.75	92.41	0.01429	3.78	57.89	45.3	1.01
2	56	PF 1	206.7	90.03	92.73	92.73	93.37	0.01112	3.7	61.55	48.67	0.91
2	55	PF 1	206.7	90	92.65	92.65	93.45	0.01255	4.06	53.82	36.26	0.98
2	54	PF 1	206.7	90	92.99	92.99	93.86	0.01166	4.19	51.44	32.18	0.95
2	53	PF 1	206.7	89.7	91.7	92.03	92.98	0.02226	5.13	43.04	33.3	1.29
2	52	PF 1	206.7	89.72	92.08	92.08	92.88	0.01159	4.04	53.81	33.84	0.94
2	51	PF 1	206.7	89.8	92.02	92.02	92.72	0.01441	3.72	55.51	39.8	1.01
2	50	PF 1	206.7	89.54	90.55	90.88	91.68	0.04427	5.07	44.63	54.2	1.66
2	49	PF 1	206.7	89.35	90.59	90.59	91.07	0.01481	3.22	68.47	69.9	0.98
2	48	PF 1	206.7	89.35	91.56	91.56	92.48	0.01279	4.31	49.44	27.46	0.99
2	47	PF 1	206.7	89.27	90.75	91	91.67	0.02792	4.49	51.9	63.55	1.36
2	46	PF 1	206.7	88.84	90.58	90.58	91.22	0.01347	3.77	60.22	46.8	0.99

Min Ch. El : Altitude du radier du canal
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé
Top Width : Largeur au miroir
Froude # chl : Nombre de Froude

Velchnl : Vitesse d'écoulement
Flowarea : Section mouillée
E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie
E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 4.15 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 3.04 et 6.41 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 2.03 m et varie entre 1.01 m et 2.99 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.91 et 1,88.

Oued 03 :

Tableau IV. 8: Résultats de la simulation du 3er Tronçon à l'état naturel sur HEC-RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
3	45	Q100 ans	235.5	88.64	91.07	91.07	92.05	0.0115	4.56	56.48	32.26	0.97
3	44	Q100	235.5	88.98	91.86	91.86	92.89	0.0116	4.78	54.25	26.06	0.98

		ans										
3	43	Q100 ans	235.5	89.04	91.3	91.42	92.37	0.0164	4.59	51.34	28.86	1.1
3	42	Q100 ans	235.5	88.49	89.78	90.1	90.9	0.0423	4.81	50.59	58.41	1.61
3	41	Q100 ans	235.5	88.07	90.29	90.29	90.89	0.0112	3.5	72.04	61.2	0.9
3	40	Q100 ans	235.5	88.12	89.62	89.62	90.16	0.0132	3.41	74.26	66.5	0.96
3	39	Q100 ans	235.5	86.9	89.09	89.09	89.71	0.0101	3.73	72.3	55.03	0.88
3	38	Q100 ans	235.5	87.15	89.78	89.78	90.59	0.0124	4.11	60.18	36.9	0.97
3	37	Q100 ans	235.5	87	88.92	89.1	89.88	0.0173	4.45	55.68	42.47	1.12
3	36	Q100 ans	235.5	85.7	88.3	88.33	89.25	0.0125	4.39	55.66	30.8	0.99
3	35	Q100 ans	235.5	85.51	87.92	87.92	88.61	0.0111	3.79	66.85	48.87	0.92
3	34	Q100 ans	235.5	85.02	87.62	87.62	88.38	0.0126	3.87	62.47	43.13	0.97
3	33	Q100 ans	235.5	84.85	88.22	88.22	89.16	0.0117	4.46	56.68	30.92	0.97
3	32	Q100 ans	235.5	84	86.79	87.35	88.32	0.0226	5.5	44.09	31.61	1.3
3	31	Q100 ans	235.5	84.48	86.59	86.59	87.15	0.0131	3.43	73.18	69.69	0.95
3	30	Q100 ans	235.5	84.53	87.16	87.16	87.82	0.0088	3.77	71.46	55.3	0.84
3	29	Q100 ans	235.5	84.61	86.7	86.7	87.42	0.0112	3.96	65.47	43.98	0.93
3	28	Q100 ans	235.5	84.61	86.45	86.45	87.08	0.013	3.54	68.38	55.9	0.96
3	27	Q100 ans	235.5	84.49	88.04	88.04	88.71	0.0096	3.85	69.77	49.3	0.86
3	26	Q100 ans	235.5	84.33	87.63	87.63	88.47	0.0093	4.41	62.62	35.11	0.88
3	25	Q100 ans	235.5	84	86.49	86.85	87.78	0.0277	5.02	47.03	36.85	1.37
3	24	Q100 ans	235.5	84.43	87.95	87.95	88.9	0.0126	4.37	55.64	29.59	0.96
3	23	Q100 ans	235.5	84.48	87.76	87.76	88.8	0.0131	4.55	52.59	25.54	0.99
3	22	Q100	235.5	84.12	87.5	87.53	88.54	0.0104	4.69	54.89	27.2	0.93

		ans										
3	21	Q100 ans	235.5	83.47	85.77	86.5	87.96	0.038	6.55	35.92	22.06	1.64
3	20	Q100 ans	235.5	84.53	86.6	86.6	87.35	0.0146	3.82	61.65	41.65	1
3	19	Q100 ans	235.5	84.52	86.51	86.51	87.25	0.0146	3.8	61.95	42.1	1
3	18	Q100 ans	235.5	84.4	87.13	87.13	88.12	0.0147	4.41	53.34	26.78	1
3	17	Q100 ans	235.5	84.35	86.33	86.58	87.53	0.0232	4.85	48.51	31.6	1.25
3	16	Q100 ans	235.5	84.31	86.64	86.64	87.48	0.0149	4.05	58.14	34.74	1
3	15	Q100 ans	235.5	84.1	86.64	86.64	87.76	0.0148	4.69	50.2	22.4	1
3	14	Q100 ans	235.5	84.01	86.54	86.54	87.37	0.0144	4.03	58.42	35.4	1
3	13	Q100 ans	235.5	83.97	85.83	85.91	86.63	0.0177	3.96	59.46	44.51	1.09
3	12	Q100 ans	235.5	83.92	86.09	86.09	86.99	0.0144	4.2	56.1	31.2	1
3	11	Q100 ans	235.5	83.9	86.02	86.02	86.95	0.0144	4.27	55.18	29.7	1
3	10	Q100 ans	235.5	83.42	85.96	85.96	86.97	0.0138	4.44	53	26.28	1
3	9	Q100 ans	235.5	83.7	85.24	85.45	86.26	0.0233	4.46	52.8	40.2	1.24
3	8	Q100 ans	235.5	83.4	85.44	85.44	86.15	0.0151	3.73	63.16	44.43	1
3	7	Q100 ans	235.5	83.48	85.96	85.96	86.91	0.0121	4.75	56.44	29.24	1.01
3	6	Q100 ans	235.5	83.3	86.13	86.13	87.21	0.0131	5.05	52.35	24.28	1.05
3	5	Q100 ans	235.5	82.8	86.5	86.5	87.99	0.0138	6.09	45.96	15.9	1.09
3	4	Q100 ans	235.5	82.41	83.91	84.78	87.03	0.0865	8.07	30.41	27.42	2.39
3	3	Q100 ans	235.5	81.81	86.07	86.07	88.26	0.0132	7.39	40.26	10.22	1.15
3	2	Q100 ans	235.5	81.4	82.96	84.06	87.43	0.1097	10.12	26.23	23.71	2.77
3	1	Q100 ans	235.5	80.73	82.48	83.07	84.48	0.0481	6.35	38.02	31.48	1.81

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Velchnl : Vitesse d'écoulement

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

Flowarea : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

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

Froude # chl : Nombre de Froude

E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

Interprétation :

- ◆ La vitesse d'écoulement moyenne dans l'Oued est de 4.68 m/s et atteint dans certaines sections des valeurs de 3.41 et 10.12 m/s.
- ◆ La hauteur d'eau moyenne est de 2.44 m et varie entre 1.29 m et 4.26 m.
- ◆ La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0.81 et 2.77.

IV.7 Les zones inondables

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 s'impose dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables, afin d'envisager des solutions adéquates pour l'aménagement.

Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec utilisation de HEC-RAS

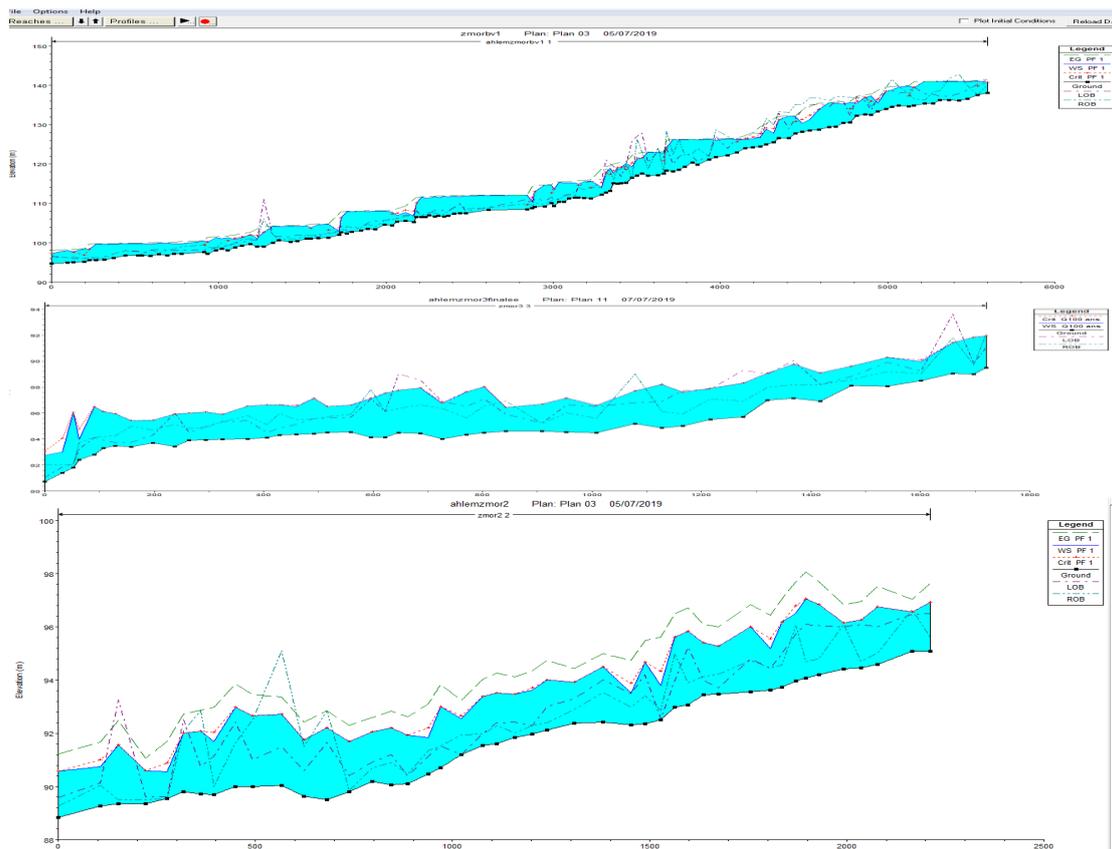


Figure IV. 30: Les zones inondables

Interprétation des 3 profils :

Les zones inondables sont celles où les limites droite et gauche dépassent la ligne d'eau critique qui est dessinée en rouge.

Conclusion

La détermination des zones inondables par la modélisation hydraulique d'Oued Z'mor donne une vision claire et simple pour les différentes variantes optimales et scénarios d'aménagement à être réalisés afin de protéger la vie, les biens matériels et les terres agricoles avoisines.

CHAPITRE 5

Variante de l'aménagement

Introduction

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les dysfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

V.1. Principe d'aménagement

V.1.1. Les différents types d'aménagements envisageables :

V.1.1.1. Curage :

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitance. (*BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015*)

V.1.1.2. Recalibrage :

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées. (*BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015*)

V.1.1.3. Réalisation des canaux :

Permet de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupés par les bâtiments ou par la voirie. (*BEN SIDI AHMED L'HACHIMI,2015*)

V.1.1.4. Protection des berges :

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages.

V.1.15. Création des canaux périphériques :

De dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux :

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

$$Q = \frac{1}{n} R h^{2/3} S_m I^{1/2} [m^3/s] \quad (V.1)$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m3/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m2).

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

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V.2)$$

Tableau V. 1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses

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

V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement :

V.1.3.1. La pente du projet :

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis sept pentes

V.1.3.2. 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. 2 : Coefficient de rugosité.

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

V.1.3.3. Vitesse d'érosion :

Afin d'éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau que trouve dans l'annexe (Deggoute gerard,2012)

Tableau V. 3: Vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.

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

V.1.4. Revanche des canaux :

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, etc. Pour le dimensionnement du canal

$$R=0.6m+0.05v^3\sqrt{h} \quad (V.3)$$

On opte une pour une revanche de 0.55 m à 0.7 m.

V.2. Etudes des variantes

Dans cette étude, les variantes proposées pour l'aménagement du cours d'eau (On prend uniquement le tronçon 3) sont :

- Un canal en béton armé de forme trapézoïdale.
- Un canal en gabion.
- Un canal mixte (un canal en gabion et béton armé).

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 d'aménagement proposés pour pouvoir choisir la variante la plus adaptés d'un point de vue technico-économique.

V.2.1. Première variante : Canal en béton armé :

La première variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain. Un canal en béton présente :

- Une durée de vie plus importante.
- Une forme étroite bien adoptée à la ville.
- Les meilleures caractéristiques hydrauliques.
- Une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

V.2.1.1. Dimensionnement :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4: Dimensions de l'aménagement d'Oued Z'mor (canal en béton armé).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	44	45	31.8	0.45	1	6	4.9
2	43	44	20.8	0.45	1	6	5.1
3	42	43	9.5	0.45	1	6	4.7
4	41	42	28.7	0.19	1	6	4.6
5	40	41	15.9	0.19	1	6	4.5
6	39	40	22.6	0.19	1	6	4.5
7	38	39	28	0.19	1	6	4.6
8	37	38	40.4	0.19	1	6	4.7
9	36	37	40.2	0.19	1	6	4.7
10	35	36	26.3	0.19	1	6	5
11	34	35	29.7	0.19	1	6	4.5
12	33	34	31.4	0.19	1	6	4.7
13	32	33	45.9	0.19	1	6	4.6
14	31	32	35.4	0.55	1	6	4.7
15	30	31	22.4	0.55	1	6	4.5
16	29	30	31	0.55	1	6	4.6
17	28	29	31.6	0.54	1	6	4.7
18	27	28	25.4	0.54	1	6	4.9
19	26	27	42.1	0.53	1	6	4.5
20	25	26	36.4	0.52	1	6	4.7
21	24	25	26	0.53	1	6	4.8
22	23	24	24.7	0.5	1	6	4.8
23	22	23	40	0.5	1	6	4.6
24	21	22	40.5	0.5	1	6	4.8
25	20	21	43.9	0.5	1	6	4.7
26	19	20	31.6	0.5	1	6	4.9
27	18	19	40.1	0.5	1	6	4.5
28	17	18	66.5	0.45	1	6	4.7
29	16	17	44	0.45	1	6	5.1
30	15	16	55.3	0.45	1	6	3.6
31	14	15	70.9	0.45	1	6	4.6
32	13	14	48.9	0.45	1	6	4.5
33	12	13	37.5	0.45	1	6	4.7

34	11	12	51.3	0.45	1	6	4.8
35	10	11	59	0.45	1	6	5.2
36	9	10	45.1	0.45	1	6	4.9
37	8	9	47.6	0.45	1	6	5.3
38	7	8	48.3	0.45	1	6	5.1
39	6	7	56.6	0.31	1	6	4.9
40	5	6	66.5	0.31	1	6	5
41	4	5	61.2	0.31	1	6	5.2
42	3	4	58.7	0.31	1	6	5
43	2	3	37.8	0.31	1	6	5.3
44	1	2	22.3	0.31	1	6	4.9
45	0	1	32.2	0.31		6	4.5

V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5: Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé.

Profils	Debit(m3/s)	vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section Mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	235.45	6.39	1.2	5.33	5.33	35.52	23.08	1.54	Régime Torrentiel
2	235.45	6.37	1.03	5.29	5.29	35.15	22.96	1.53	Régime Torrentiel
3	235.45	9.81	3.92	0.74	1.82	17.87	13.15	1.36	Régime Torrentiel
4	235.45	6.36	2.5	4.82	4.82	30.90	21.63	1.43	Régime Torrentiel
5	235.45	6.4	1	5.33	5.33	35.52	23.08	1.54	Régime Torrentiel
6	235.45	6.35	1	5.14	5.14	33.77	22.54	1.50	Régime Torrentiel
7	235.45	7.79	1.31	4.51	5.28	35.06	22.93	1.53	Régime Torrentiel
8	235.45	6.35	2.45	5.16	5.16	33.95	22.59	1.50	Régime Torrentiel
9	235.45	7.36	1.25	4.05	4.62	29.15	21.07	1.38	Régime Torrentiel
10	235.45	7.63	1.29	4.53	5.22	34.50	22.76	1.52	Régime Torrentiel

11	235.45	6.35	1	5.12	5.12	33.59	22.48	1.49	Régime Torrentiel
12	235.45	6.41	2	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
13	235.45	6.35	1	5.24	5.24	34.69	22.82	1.52	Régime Torrentiel
14	235.45	7.63	1.25	4.69	5.37	35.90	23.19	1.55	Régime Torrentiel
15	235.45	6.38	1	5.32	5.32	35.43	23.05	1.53	Régime Torrentiel
16	235.45	6.42	1	5.34	5.34	35.62	23.10	1.54	Régime Torrentiel
17	235.45	6.38	1.23	5.36	5.36	35.80	23.16	1.55	Régime Torrentiel
18	235.45	6.41	1	5.35	5.35	35.71	23.13	1.54	Régime Torrentiel
19	235.45	6.44	1.24	5.36	5.36	35.80	23.16	1.55	Régime Torrentiel
20	235.45	6.38	1	5.32	5.32	35.43	23.05	1.54	Régime Torrentiel
21	235.45	6.49	1.01	5.33	5.36	35.80	23.16	1.55	Régime Torrentiel
22	235.45	6.4	1	5.33	5.33	35.52	23.08	1.54	Régime Torrentiel
23	235.45	6.39	1	5.32	5.32	35.43	23.05	1.54	Régime Torrentiel
24	235.45	6.43	1.01	5.3	5.33	35.52	23.08	1.59	Régime Torrentiel
25	235.45	7.51	1.21	4.81	5.4	36.18	23.27	1.55	Régime Torrentiel
26	235.45	6.35	1.18	5.27	5.27	34.97	22.91	1.53	Régime Torrentiel
27	235.45	6.38	1.52	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
28	235.45	6.45	1.36	5.37	5.37	35.90	23.19	1.55	Régime Torrentiel
29	235.45	6.38	1	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
30	235.45	6.37	1	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
31	235.45	6.38	1.23	5.32	5.32	35.43	23.05	1.54	Régime Torrentiel

32	235.45	6.45	1.35	5.37	5.37	35.90	23.19	1.55	Régime Torrentiel
33	235.45	6.45	1.63	5.36	5.36	35.80	23.16	1.55	Régime Torrentiel
34	235.45	6.48	1.8	5.38	5.38	35.99	23.22	1.55	Régime Torrentiel
35	235.45	6.98	1.15	4.72	5.09	33.31	22.40	1.49	Régime Torrentiel
36	235.45	6.38	1.15	5.32	5.32	35.43	23.05	1.54	Régime Torrentiel
37	235.45	6.37	1.13	5.3	5.3	35.25	22.99	1.53	Régime Torrentiel
38	235.45	7.06	1.17	4.69	5.1	33.41	22.42	1.49	Régime Torrentiel
39	235.45	6.35	1.15	5.23	5.23	34.60	22.79	1.52	Régime Torrentiel
40	235.45	6.36	1.2	5.28	5.28	35.06	22.93	1.53	Régime Torrentiel
41	235.45	7.41	1.22	4.74	5.32	35.43	23.05	1.54	Régime Torrentiel
42	235.45	7.69	1.27	4.65	5.35	35.71	23.13	1.54	Régime Torrentiel
43	235.45	8.27	1.43	4.31	5.3	35.25	22.99	1.53	Régime Torrentiel
44	235.45	9.44	1.81	3.38	4.72	30.02	21.35	1.41	Régime Torrentiel
45	235.45	9.68	1.93	3.07	4.54	28.47	20.84	1.37	Régime Torrentiel

Interprétation des résultats

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued Z'mor, et une vitesse varie de 6.35 m/s à 9.81 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un béton armé.

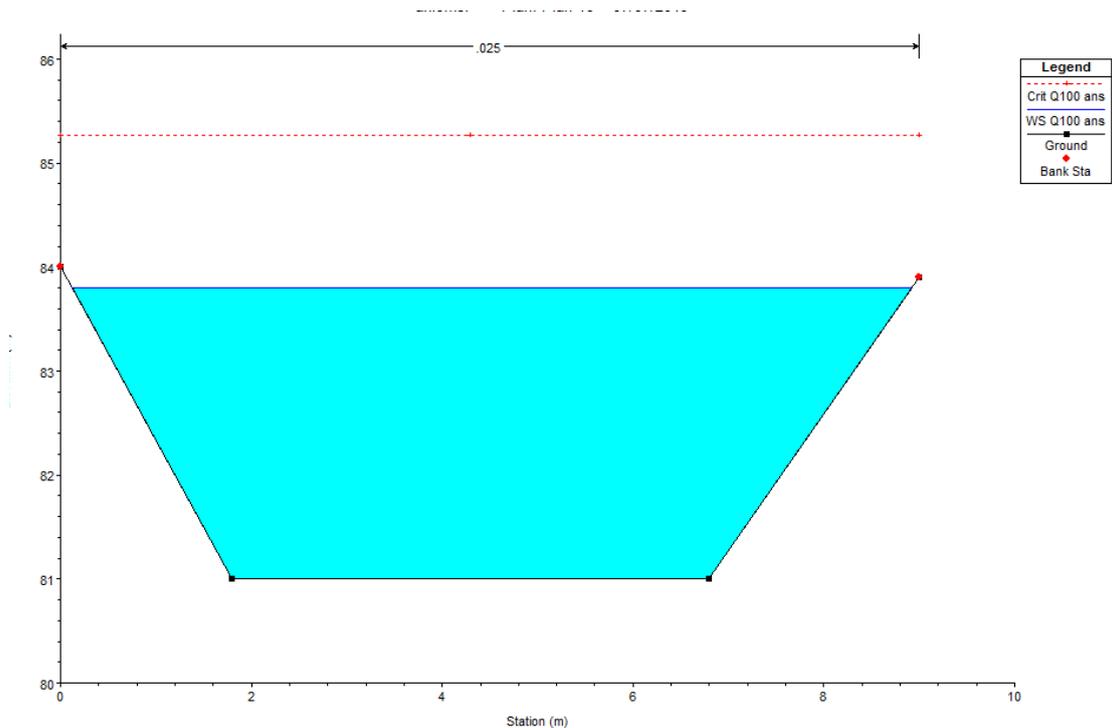


Figure V. 1: Profil en travers d'Oued Z 'mor aménagé avec un canal en béton armé (première variante)

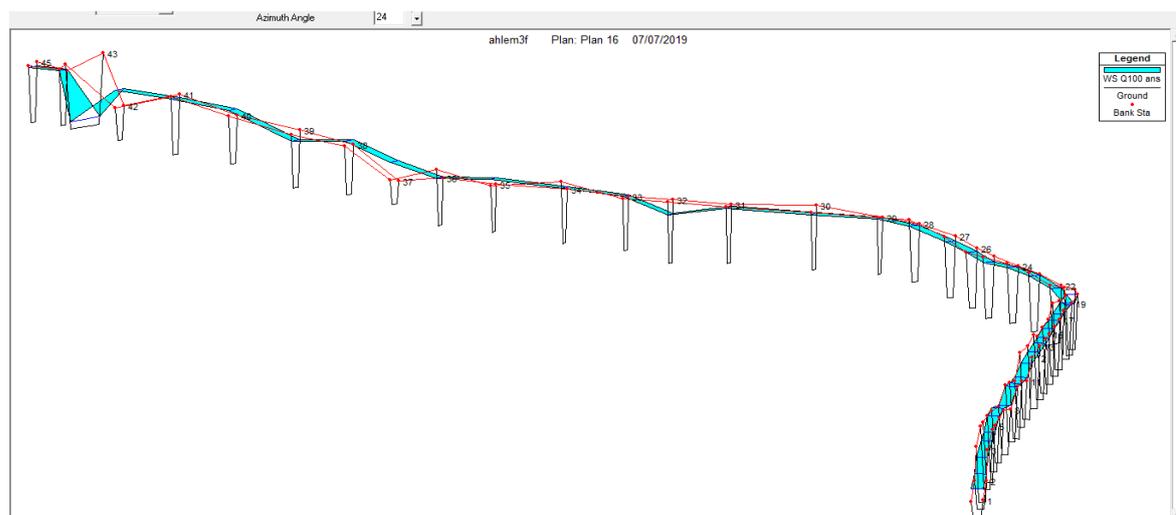


Figure V. 2: Vue en 3D d'Oued Z'mor aménagé par la 1ere variante

V.2.2.3. Estimation du coût de la variante :

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Devis de la variante (canal en béton armé).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	6815.2	350	2385320
Remblai	m ³	45365.2	200	9073040
Béton de propreté	m ³	1456	6000	8736000
Béton armé	m ³	3256	42000	136752000
Total				156946360

V.2.2. Deuxième variante : Canal en gabion :

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont 2.0×1.0×0.5 et 2.0×1.0×1.0 .

Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

V.2.2.1. Avantages des structures en gabion :

- ✓ Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements i
- ✓ Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples
- ✓ Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversant bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

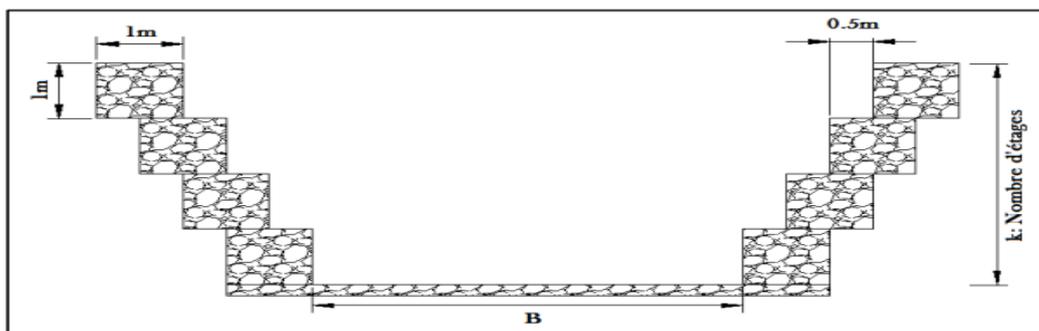


Figure V. 3: Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau V. 7: Caractéristiques géométriques de la section gabionnée.

caractéristique	Section Sm(m2)	Pm(m)	Rayon hydraulique
relations	$\frac{1}{2}k(k - 1) + bk$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k - 1) + bk}{b + 3k - 1}$

K : nombre d'étages ; b : base canal

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui puisse évacuer le débit de crue.

V.2.2.2. Dimensionnement :

Les dimensions de l'aménagement sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 8: Dimensions de l'aménagement d'Oued Z'mor (canal en gabion).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	44	45	31.8	0.45	8	4
2	43	44	20.8	0.45	8	4
3	42	43	9.5	0.45	8	4
4	41	42	28.7	0.19	8	4
5	40	41	15.9	0.19	8	4
6	39	40	22.6	0.19	8	4
7	38	39	28	0.19	8	4
8	37	38	40.4	0.19	8	4
9	36	37	40.2	0.19	8	4
10	35	36	26.3	0.19	8	4
11	34	35	29.7	0.19	8	4
12	33	34	31.4	0.19	8	4
13	32	33	45.9	0.19	8	4
14	31	32	35.4	0.55	8	4
15	30	31	22.4	0.55	8	4
16	29	30	31	0.55	8	4
17	28	29	31.6	0.54	8	4
18	27	28	25.4	0.54	8	4
19	26	27	42.1	0.53	8	4

20	25	26	36.4	0.52	8	4
21	24	25	26	0.53	8	4
22	23	24	24.7	0.5	8	4
23	22	23	40	0.5	8	4
24	21	22	40.5	0.5	8	4
25	20	21	43.9	0.5	8	4
26	19	20	31.6	0.5	8	4
27	18	19	40.1	0.5	8	4
28	17	18	66.5	0.45	8	4
29	16	17	44	0.45	8	4
30	15	16	55.3	0.45	8	4
31	14	15	70.9	0.45	8	4
32	13	14	48.9	0.45	8	4
33	12	13	37.5	0.45	8	4
34	11	12	51.3	0.45	8	4
35	10	11	59	0.45	8	4
36	9	10	45.1	0.45	8	4
37	8	9	47.6	0.45	8	4
38	7	8	48.3	0.45	8	4
39	6	7	56.6	0.31	8	4
40	5	6	66.5	0.31	8	4
41	4	5	61.2	0.31	8	4
42	3	4	58.7	0.31	8	4
43	2	3	37.8	0.31	8	4
44	1	2	22.3	0.31	8	4
45	0	1	32.2	0.31	8	4

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

Profils	Debit(m3/s)	vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section Mouillée (m2)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	235.45	4.56	0.97	2.43	2.43	28.06	16.30	1.72	Régime Torrentiel
2	235.45	4.78	0.98	2.88	2.88	18.92	13.60	1.39	Régime Torrentiel
3	235.45	4.59	1.1	2.26	2.38	32.38	17.50	1.85	Régime Torrentiel
4	235.45	4.81	1.61	1.29	1.61	29.12	16.60	1.75	Régime Torrentiel
5	235.45	4.5	0.9	2.22	2.22	29.23	16.63	1.76	Régime Torrentiel

6	235.45	4.41	0.96	1.5	1.5	28.59	16.45	1.74	Régime Torrentiel
7	235.45	4.73	0.88	2.19	2.19	22.88	14.80	1.55	Régime Torrentiel
8	235.45	4.11	0.97	2.63	2.63	20.88	14.20	1.47	Régime Torrentiel
9	235.45	4.45	1.12	1.92	2.1	28.06	16.30	1.72	Régime Torrentiel
10	235.45	4.39	0.99	2.6	2.63	29.33	16.66	1.76	Régime Torrentiel
11	235.45	4.79	0.92	2.41	2.41	39.16	19.30	2.03	Régime Torrentiel
12	235.45	4.87	0.97	2.6	2.6	29.66	16.75	1.77	Régime Torrentiel
13	235.45	4.46	0.97	3.37	3.37	23.69	15.04	1.58	Régime Torrentiel
14	235.45	5.5	1.3	2.79	3.35	40.91	19.75	2.07	Régime Torrentiel
15	235.45	4.43	0.95	2.11	2.11	33.70	17.86	1.89	Régime Torrentiel
16	235.45	4.77	0.84	2.63	2.63	21.38	14.35	1.49	Régime Torrentiel
17	235.45	4.96	0.93	2.09	2.09	31.39	17.23	1.82	Régime Torrentiel
18	235.45	4.54	0.96	1.84	1.84	29.23	16.63	1.76	Régime Torrentiel
19	235.45	4.85	0.86	3.55	3.55	33.48	17.80	1.88	Régime Torrentiel
20	235.45	4.41	0.88	3.3	3.3	28.80	16.51	1.74	Régime Torrentiel
21	235.45	5.02	1.37	2.49	2.85	40.91	19.75	2.07	Régime Torrentiel
22	235.45	4.37	0.96	3.52	3.52	40.09	19.54	2.05	Régime Torrentiel
23	235.45	4.55	0.99	3.28	3.28	27.11	16.03	1.69	Régime Torrentiel
24	235.45	4.69	0.93	3.38	3.41	37.08	18.76	1.98	Régime Torrentiel
25	235.45	6.42	1.64	2.3	3.03	35.49	18.34	1.94	Régime Torrentiel
26	235.45	4.82	1	2.07	2.07	29.76	16.78	1.87	Régime Torrentiel
27	235.45	4.2	1	1.99	1.99	22.28	14.62	1.52	Régime

									Torrentiel
28	235.45	4.41	1	2.73	2.73	25.64	15.61	1.64	Régime Torrentiel
29	235.45	4.85	1.25	1.98	2.23	48.38	21.61	2.24	Régime Torrentiel
30	235.45	4.05	1	2.33	2.33	40.44	19.63	2.06	Régime Torrentiel
31	235.45	4.69	1	2.54	2.54	27.74	16.21	1.71	Régime Torrentiel
32	235.45	4.03	1	2.53	2.53	29.98	16.84	1.78	Régime Torrentiel
33	235.45	4	1.09	1.86	1.94	31.94	17.38	1.84	Régime Torrentiel
34	235.45	4.2	1	2.17	2.17	20.09	13.96	1.44	Régime Torrentiel
35	235.45	4.27	1	2.12	2.12	18.53	13.48	1.37	Régime Torrentiel
36	235.45	4.44	1	2.54	2.54	30.20	16.90	1.79	Régime Torrentiel
37	235.45	4.46	1.24	1.54	1.75	27.02	16.01	1.69	Régime Torrentiel
38	235.45	4.73	1	2.04	2.04	31.83	17.35	1.88	Régime Torrentiel
39	235.45	4.75	1.01	2.48	2.48	35.04	18.22	1.92	Régime Torrentiel
40	235.45	5.05	1.05	2.83	2.83	39.16	19.30	2.03	Régime Torrentiel
41	235.45	5.89	1.09	3.7	3.7	40.30	19.59	2.06	Régime Torrentiel
42	235.45	5.86	2.39	1.5	2.37	28.32	16.38	1.73	Régime Torrentiel
43	235.45	5.45	1.15	4.26	4.26	29.62	16.74	1.77	Régime Torrentiel
44	235.45	5.4	2.77	1.56	2.66	18.72	13.54	1.78	Régime Torrentiel
45	235.45	5.35	1.81	1.75	2.34	28.32	16.38	1.73	Régime Torrentiel

Interprétation des résultats

Les résultats de simulations ont montré un régime torrentiel le long d'oued Z'mor, et une vitesse varie de 4 m/s à 5.89 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un gabion

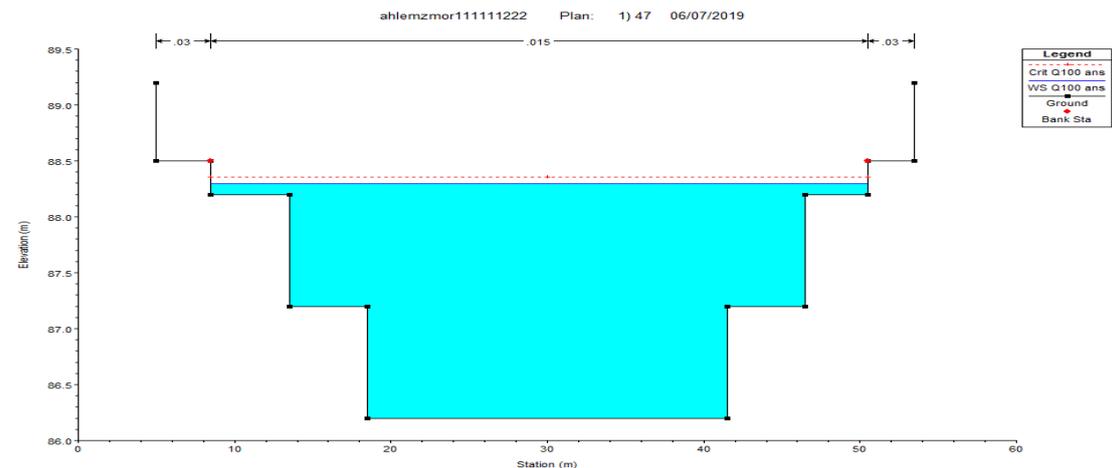


Figure V. 4: Profil en travers d'Oued Z'mor aménagé avec un canal en gabion.

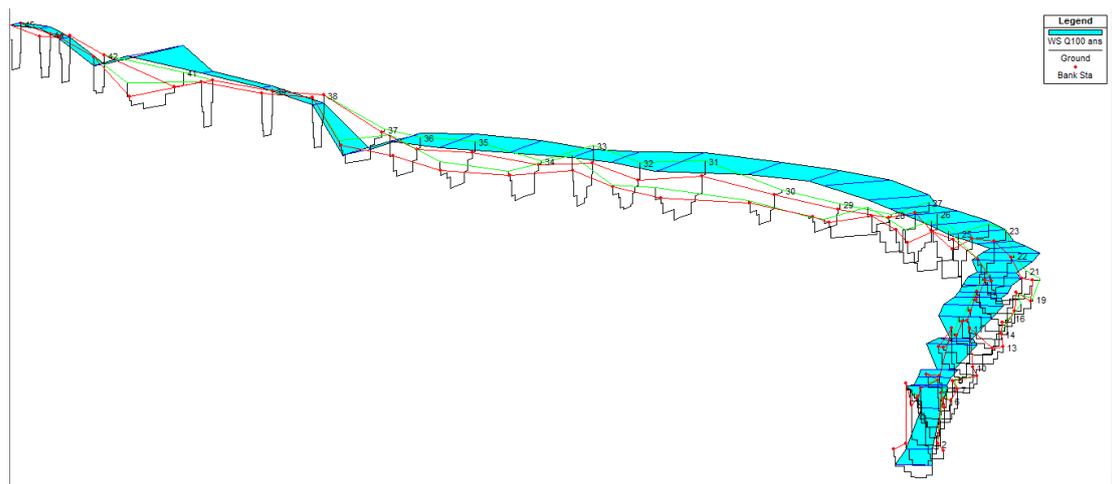


Figure V. 5: Vue en Plan en 3D du tronçon d'Oued Z'mor aménagé selon la 2eme variante.

V-2-2-3 : Estimation du coût de la variante :

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

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Deblai	m ³	15265	350	5342750
Remblai	m ³	53702	200	10740400
Gabion	m ³	18592	4500	79164000
Total				95247150

V-2-3 : Troisième variante : Canal mixte :

Cette variante est décomposée en trois parties : un canal en gabion pour les tronçons qui traverse la ville tronçon (1-24 et 34-45) et un canal en béton armé par une section trapézoïdale pour les traçons (24-34).

V-2-3-1 : Dimensionnement :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11:Dimensions de l'aménagement d'Oued Z'mor (canal mixte).

Tronçons	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Fruit de talus	Largeur du fond b (m)	Hauteur du canal H (m)
1	44	45	31.8	0.45	-	8	4
2	43	44	20.8	0.45	-	8	4
3	42	43	9.5	0.45	-	8	4
4	41	42	28.7	0.19	-	8	4
5	40	41	15.9	0.19	-	8	4
6	39	40	22.6	0.19	-	8	4
7	38	39	28	0.19	-	8	4
8	37	38	40.4	0.19	-	8	4
9	36	37	40.2	0.19	-	8	4
10	35	36	26.3	0.19	-	8	4
11	34	35	29.7	0.19	1	6	3.3
12	33	34	31.4	0.19	1	6	3.2
13	32	33	45.9	0.19	1	6	3.1
14	31	32	35.4	0.55	1	6	3.2
15	30	31	22.4	0.55	1	6	3
16	29	30	31	0.55	1	6	3.1
17	28	29	31.6	0.54	1	6	3.2
18	27	28	25.4	0.54	1	6	3.4
19	26	27	42.1	0.53	1	6	3.2
20	25	26	36.4	0.52	1	6	3.2
21	24	25	26	0.53	1	6	3.3
22	23	24	24.7	0.5	1	6	3.2
23	22	23	40	0.5	-	8	4
24	21	22	40.5	0.5	-	8	4
25	20	21	43.9	0.5	-	8	4
26	19	20	31.6	0.5	-	8	4
27	18	19	40.1	0.5	-	8	4

28	17	18	66.5	0.45	-	8	4
29	16	17	44	0.45	-	8	4
30	15	16	55.3	0.45	-	8	4
31	14	15	70.9	0.45	-	8	4
32	13	14	48.9	0.45	-	8	4
33	12	13	37.5	0.45	-	8	4
34	11	12	51.3	0.45		8	4
35	10	11	59	0.45		8	4
36	9	10	45.1	0.45	-	8	4
37	8	9	47.6	0.45	-	8	4
38	7	8	48.3	0.45	-	8	4
39	6	7	56.6	0.31	-	8	4
40	5	6	66.5	0.31	-	8	4
41	4	5	61.2	0.31	-	8	4
42	3	4	58.7	0.31	-	8	4
43	2	3	37.8	0.31	-	8	4
44	1	2	22.3	0.31	-	8	4
45	0	1	32.2	0.31	-	8	4

V-2-3-2 : Les paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau ci-dessous :

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

Profils	Débit (m ³ /s)	vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section Mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Remarque
1	235.45	4.56	0.97	2.43	2.43	28.06	16.30	1.72	Régime Torrentiel
2	235.45	4.78	0.98	2.88	2.88	18.92	13.60	1.39	Régime Torrentiel
3	235.45	4.59	1.1	2.26	2.38	32.38	17.50	1.85	Régime Torrentiel
4	235.45	4.81	1.61	1.29	1.61	29.12	16.60	1.75	Régime Torrentiel
5	235.45	4.5	0.9	2.22	2.22	29.23	16.63	1.76	Régime Torrentiel
6	235.45	4.41	0.96	1.5	1.5	28.59	16.45	1.74	Régime Torrentiel

7	235.45	4.73	0.88	2.19	2.19	22.88	14.80	1.55	Régime Torrentiel
8	235.45	4.11	0.97	2.63	2.63	20.88	14.20	1.47	Régime Torrentiel
9	235.45	4.45	1.12	1.92	2.1	28.06	16.30	1.72	Régime Torrentiel
10	235.45	4.39	0.99	2.6	2.63	29.33	16.66	1.76	Régime Torrentiel
11	235.45	4.79	0.92	2.41	2.41	39.16	19.30	2.03	Régime Torrentiel
12	235.45	4.87	0.97	2.6	2.6	29.66	16.75	1.77	Régime Torrentiel
13	235.45	4.46	0.97	3.37	3.37	23.69	15.04	1.58	Régime Torrentiel
14	235.45	5.5	1.3	2.79	3.35	40.91	19.75	2.07	Régime Torrentiel
15	235.45	3.43	0.95	2.11	2.11	33.70	17.86	1.89	Régime Torrentiel
16	235.45	4.77	0.84	2.63	2.63	21.38	14.35	1.49	Régime Torrentiel
17	235.45	4.96	0.93	2.09	2.09	31.39	17.23	1.82	Régime Torrentiel
18	235.45	4.54	0.96	1.84	1.84	29.23	16.63	1.76	Régime Torrentiel
19	235.45	4.85	0.86	3.55	3.55	33.48	17.80	1.88	Régime Torrentiel
20	235.45	4.41	0.88	3.3	3.3	28.80	16.51	1.74	Régime Torrentiel
21	235.45	5.02	1.37	2.49	2.85	40.91	19.75	2.07	Régime Torrentiel
22	235.45	4.37	0.96	3.52	3.52	40.09	19.54	2.05	Régime Torrentiel
23	235.45	4.55	0.99	3.28	3.28	27.11	16.03	1.69	Régime Torrentiel
24	235.45	6.43	1.01	5.3	5.33	35.52	23.08	1.54	Régime Torrentiel
25	235.45	7.51	1.21	4.81	5.4	36.18	23.27	1.55	Régime Torrentiel
26	235.45	6.35	1.18	5.27	5.27	34.97	22.91	1.53	Régime Torrentiel
27	235.45	6.38	1.52	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
28	235.45	6.45	1.36	5.37	5.37	35.90	23.19	1.55	Régime

									Torrentiel
29	235.45	6.38	1	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
30	235.45	6.37	1	5.31	5.31	35.34	23.02	1.54	Régime Torrentiel
31	235.45	6.38	1.23	5.32	5.32	35.43	23.05	1.54	Régime Torrentiel
32	235.45	6.45	1.35	5.37	5.37	35.90	23.19	1.55	Régime Torrentiel
33	235.45	6.45	1.63	5.36	5.36	35.80	23.16	1.55	Régime Torrentiel
34	235.45	6.48	1.8	5.38	5.38	35.99	23.22	1.55	Régime Torrentiel
35	235.45	4.27	1	2.12	2.12	18.53	13.48	1.37	Régime Torrentiel
36	235.45	4.44	1	2.54	2.54	30.20	16.90	1.79	Régime Torrentiel
37	235.45	4.46	1.24	1.54	1.75	27.02	16.01	1.69	Régime Torrentiel
38	235.45	4.73	1	2.04	2.04	31.83	17.35	1.83	Régime Torrentiel
39	235.45	4.75	1.01	2.48	2.48	35.04	18.22	1.92	Régime Torrentiel
40	235.45	5.05	1.05	2.83	2.83	39.16	19.30	2.03	Régime Torrentiel
41	235.45	5.89	1.09	3.7	3.7	40.30	19.59	2.06	Régime Torrentiel
42	235.45	5.86	2.39	1.5	2.37	28.32	16.38	1.73	Régime Torrentiel
43	235.45	5.45	1.15	4.26	4.26	29.62	16.74	1.77	Régime Torrentiel
44	235.45	5.4	2.77	1.56	2.66	18.72	13.54	1.78	Régime Torrentiel
45	235.45	5.35	1.81	1.75	2.34	28.32	16.38	1.73	Régime Torrentiel

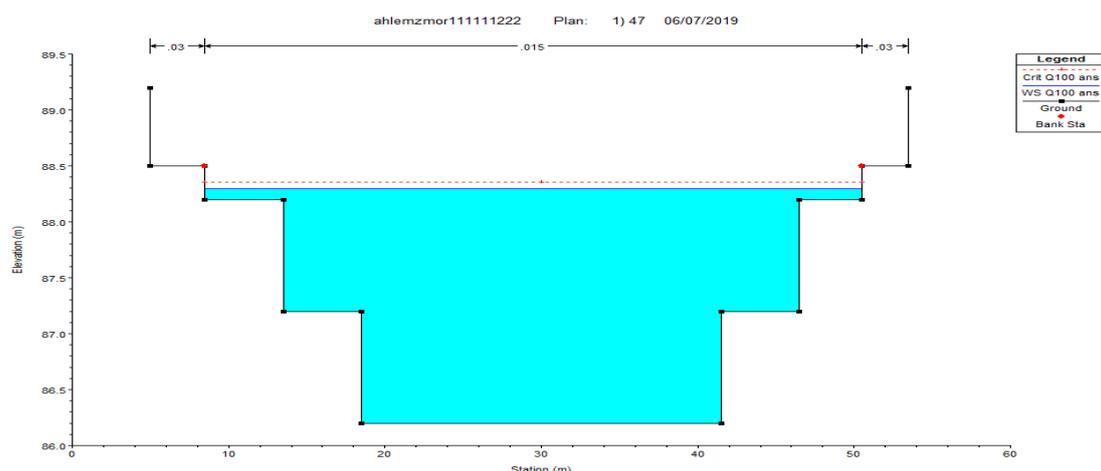


Figure V. 6: Profil en travers d'Oued Z'mor aménagé avec un canal en gabion pour les sections de 1-24 et 24-34.

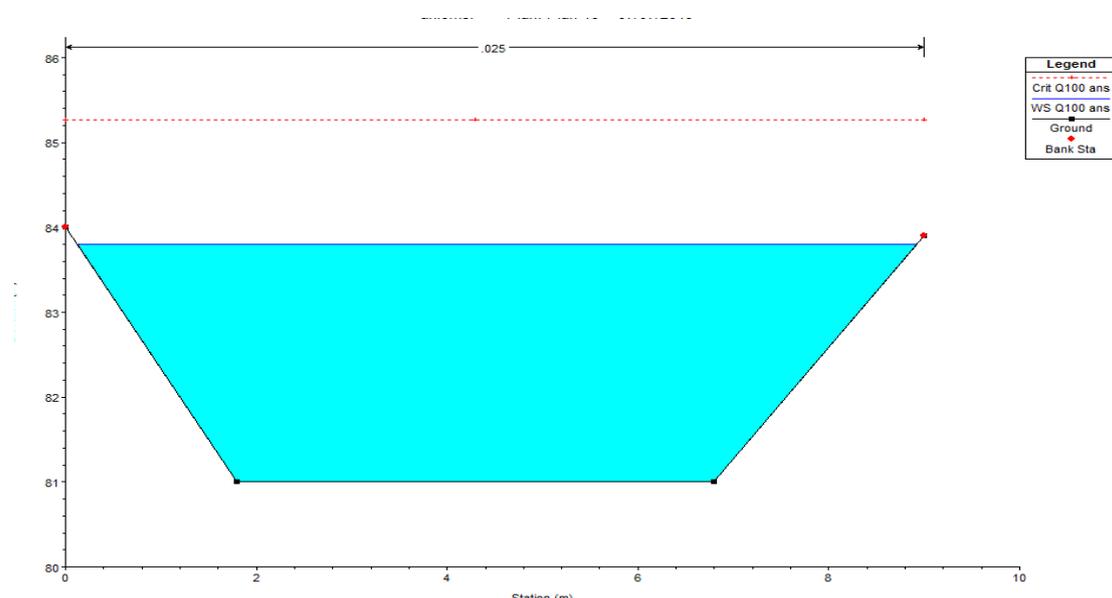


Figure V. 7: Profil n travers d'Oued Z'mor aménagé avec un canal en béton armé pour les sections de 24-34.

V-2-3-4 : Estimation du coût de la variante :

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

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	7892	350	2762200
Remblai	m ³	43263	200	8652600
Gabion	m ³	10542	4500	47439000
béton de propreté	m ³	384	6000	2304000
béton armé	m ³	1153.2	42000	48434400
Total				109592200

V-3 : Choix de la variante d'aménagement

V-3-1 : 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-3-2 : La variante choisie :

Les 03 variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, les deux variantes : canal en béton armé sera rejetée car le coût est plus élevé donc la projection d'un canal mixte ou en gabion parait plus économique mais du point de vue technico-économique on prend la variante mixte.

Tableau V. 14: Cout de chaque variante.

Variante	Montant (da)
Canal en béton armé (trapézoïdal)	156946360
Canal en gabion	95247150
Canal mixte	109592200

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- ♦ Le gabion est une solution solide et durable.
- ♦ La simplicité de la réalisation.
- ♦ Une bonne perméabilité qui permet un drainage naturel suffisant.
- ♦ Le gabion diminue la vitesse d'eau et dispersé l'énergie.
- ♦ Formant une belle harmonie avec la nature.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, 03 variantes d'aménagement ont été proposées pour la Protection des zones urbaines et agricoles d'Oued Z'mor contre les inondations.

Par la suite, une étude technico- économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal mixte. En projetant un canal en gabion et en béton armé dans la zone .Le cout du projet du système de protection contre les inondations de la ville de Z'mor est **109592200** DA.

CHAPITRE 6

Calcul génie civil

Introduction

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doit être très rigoureux.

Les problèmes d'interaction sont parmi les phénomènes les plus réputés en génie civil et qui peuvent provoquer des dégâts capitaux lors d'un séisme, ces derniers peuvent se produire entre deux ou plusieurs systèmes physiques de différents types, on cite :

- Couplage entre une structure et un fluide (interaction fluide-structure) :

Le fluide F , caractérisé par son champ de vitesse et de pression, exerce des forces aérodynamiques F_a (forces de pression) sur la surface mouillée S_m du solide S qui se déplace et/ou se déforme sous leur action. Le déplacement et/ou la déformation du solide affecte, au moins localement, le champ de l'écoulement et par conséquent la direction et l'intensité des charges aérodynamiques : ce cycle des interactions entre le fluide et le solide est caractéristique du couplage entre les deux milieux. La nature de ce couplage dépend des systèmes et dans certains cas on peut ne considérer que l'action du fluide sur le solide (ou l'inverse). La modification d'un seul des paramètres F_a, F, S_m ou S déstabilise le cycle entier qui doit converger vers un nouvel état d'équilibre.

- Entre la structure et le sol (interaction sol-structure) :

Le terme interaction sol-structure est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement, les pressions de contact en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

- Entre les trois au même temps : Interaction fluide-structure-sol ;
- Des interactions dans un même et un seul système : champs de température et champs de contraintes.

VI.1. Actions et sollicitations

VI-1-1- Actions :

Toute cause produisant un état de contrainte est une action, on peut distinguer trois types d'actions :

VI-1-1-1- Actions permanente (G) :

Les actions permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comportent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que le poids des terres, équipements fixes et les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction.

On note

G_{max} actions permanentes défavorables ;

G_{min} actions permanentes favorables.

VI-1-1-2- Actions variables (Qi) :

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on trouve : Les charges d'exploitation ; Les actions dues à la température ; Les actions appliquées en cours d'exécution ; Les actions climatiques.

On note

Q_1 action variable de base ;

Q_i ($i > 1$) action variable d'accompagnement.

VI-3-1-3- Actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions de phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application.

VI-1-2- Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section du canal par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous forme de force, d'effort, de moment. Toutes les actions citées précédemment doivent être combinées afin de tirer la combinaison la plus défavorable.

$$\gamma_{F3} (\gamma_{FG_{max}} * G_{max} + \gamma_{FG_{min}} * G_{min} + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_{FQi} * \sum (\psi_{oi} * Qi))$$

$$\gamma_{Qi} \begin{cases} 1,5 \text{ dans le cas général ;} \\ 1,35 \text{ cas de température, charges routières,} \\ \text{bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{oi} Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

$$\begin{cases} 0,77 \text{ vent, neige ;} \\ 0,6 \text{ variations uniformes de la température.} \end{cases}$$

➤ **Vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_i Q_i$$

➤ **Vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_i Q_i$$

VI-2- Caractéristiques des matériaux :**VI-2-1- le béton :**

Le béton est apparu durant le 19^{ème} siècle, depuis, il a été le principal matériau utilisé dans les ouvrages du génie civil. Ceci grâce à sa:

- Forte résistance à la compression ;
- Durabilité sans entretien.

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier), le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible. C'est donc pour pallier à cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé béton armé. Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

VI-2-1-1- Le retrait :

C'est un raccourcissement pendant le durcissement du béton suite à l'évaporation de l'eau, il est de l'ordre :

- 1,5 * 10⁻⁴ – 4 régions très humide ;
- 2 * 10⁻⁴ – 4 régions humide ;
- 3 * 10⁻⁴ – 4 régions tempérées sèche ;
- 4 * 10⁻⁴ – 4 régions sèche et chaude ;
- 5 * 10⁻⁴ – 4 régions très sèches.

VI-2-1-2- Le fluage :

Une éprouvette en béton chargée en permanence subit une déformation complémentaire croissante dans le temps,

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Ainsi, pour $f_{c28}=25\text{Ma}$, $E_{ij}=32164,2 \text{ MPa}$, $E_{vj}=10818,9 \text{ MPa}$.

VI-2-2- Les armatures :

Les armatures sont en acier, caractérisées par un même comportement en traction et en compression. Elles ont une résistance très élevée ainsi qu'une ductilité,

contrainte élastique et le module de Hunge pour tous les types d'armatures sont les principales caractéristiques des aciers. Les armatures longitudinales pour le béton armé et les éléments principaux doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.

VI-3- Contraintes de calcul

Pour cette étude, les calculs seront effectués avec les caractéristiques suivantes :

VI-3-1- Béton :

$$f_{c28} = 25\text{Ma}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

➤ à l'état limite ultime :

Contrainte ultime de compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour une situation courante et donc } f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour une situation accidentelle et donc } f_{bc} = 18.2 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Contrainte ultime de traction (à 28jours) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad ; \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ à l'état limite de service :

Contrainte ultime de compression :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta\right)$$

Contrainte ultime de cisaillement du béton :

La contrainte admissible est définie selon le mode de fissuration

- fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

- fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable) :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

VI-3-2- Acier:

➤ à l'état limite ultime :

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ;$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15$: situation durable donc : $\bar{\sigma}_s = 348$ Mpa

$\gamma_s = 1$: situation accidentelle donc : $\bar{\sigma}_s = 400$ Mpa

➤ à l'état limite de service :

Il y a trois cas à distinguer :

- Fissuration peu préjudiciable
(Il faut juste faire la vérification à l'E L U)
- Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{c28} * \eta}\right)$$

Où : η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour le rond lisse

$\eta = 1,6$ pour la haute adhérence.

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{f_{c28} * \eta}\right)$$

VI-4- Etude des voiles

Dans un ouvrage, les voiles, outre les rôles porteurs vis-à-vis les charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan. Les voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement de l'ouvrage et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

VI-4-1- Comportement d'un voile

Un voile fonctionne comme une console encastrée à la base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Et ils sont caractérisés par trois modes de ruptures :

VI-4-1-1- Rupture par flexion :

Ce mode ne peut se rencontrer que dans des voiles faiblement armés en flexion (armature verticale) et surtout si ces armatures sont réparties et non concentrées aux bords (extrémités), ce qui engendre une rupture totale des aciers tendus ou leur plastification.

VI-4-1-2- Rupture en flexion par effort tranchant :

Ce mode est observé lorsque la flexion (M) n'est pas prépondérante par rapport à l'effort tranchant, ce qui engendre la rupture ou la plastification des armatures verticales de flexion et/ou transversales d'efforts tranchants.

VI-4-1-3- Rupture par écrasement ou traction du béton :

Ce type de rupture est observé dans des voiles fortement armés longitudinalement et transversalement. Mais, soumis à des efforts normaux ou tranchants très élevés

IV-4-2- Calcul des voiles et dalles pleines :

Dans le but d'éviter les modes de rupture sus-cité, la section du voile doit comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales, et des armatures transversales. A cet effet, pour qu'un refond puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués, il doit disposer :

Des armatures verticales ; des armatures horizontales et des armatures transversales.

VI-4-3- Recommandations RPA99

Armatures verticales : Les armatures verticales sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter un pourcentage minimum sur toute la zone tendue de 20%.

Armatures horizontales : Utilisées pour reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements. Elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur de $10 \cdot \varnothing$.

Armatures transversales : Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, qui sont au nombre de 04 épingles par 1 m^2 au minimum.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum des armatures :

$$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% S & \text{voile complet} \\ 0.10 \% S & \text{zone courante} \end{cases}$$

- Espacement des barres :

$$S_t < \min(1.5 \text{ à } 30 \text{ cm})$$

- Diamètres des barres :

$$\varnothing = \frac{a}{10} \quad \text{en zone courante}$$

- Longueur de recouvrement :

$$l_r = \begin{cases} 40\varnothing & \text{zone qui peut être tendue} \\ 20\varnothing & \text{zone comprimée sous toutes les combinaisons} \end{cases}$$

VI-4-4- Ferrailage des voiles

Les combinaisons à considérer sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Calcul des armatures verticales en flexion composé (M,N,V) tel montré dans la figure:

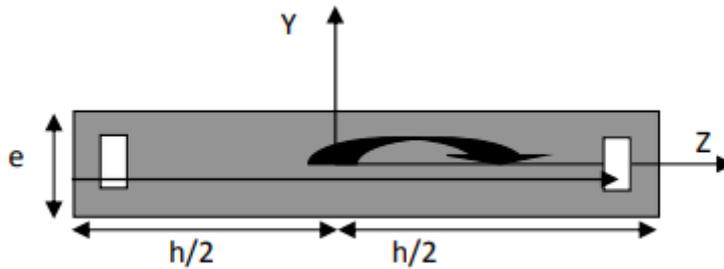


Figure 1 : Flexion composé sous M,N.

$$e = \frac{M}{N}$$

$$e < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{pour une section partiellement comprimée}$$

$$d = 0.9h ; \quad d' = 0.1 \cdot h.$$

$$a = (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

$$c = N(d-d') - Ma ; \quad Ma = Mg + N(d-h/2)$$

$c < a$ calcul par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{d^2 e f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\beta = d*(1-0.4* \alpha)$$

$$A = \frac{M_A}{\beta * f e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^{BAEL} = 0.23d e \frac{fc28}{fe} \\ A_{min} = 0.15\% e h \end{array} \right.$$

$$A = \max (A ; A_{min}^{BAEL} ; A_{min})$$

- Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e * s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * fc28}{0.9 * fe * (\cos\theta + \sin\theta)}$$

K=0 (pas de reprise de bétonnage) et $\alpha = 90^\circ$.

$$S_t \leq \min(1.5 * e; 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{e * d} < 0.2 * fc28 = 5Mpa$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\% * e * st$$

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

Règles communes :

- Le pourcentage minimum des armatures :

$$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% & \text{voile complet} \\ 0.10 \% & \text{zone courante} \end{cases}$$

- Espacement des barres verticales :

$$s_t \leq 1.5 e$$

$$s_t \leq 30 cm$$

- Diamètres des barres :

$$\emptyset < \frac{a}{10} \quad \text{en zone courante}$$

- Longueur de recouvrement :

$$l_r = \begin{cases} 40\emptyset & \text{zone qui peut etre tendue} \\ 20\emptyset l_r & \text{zone comprimée sous toutes les combinaisons} \end{cases}$$

Avec :

Av cal/face : section d'armature verticale pour une seule face de voile ;

Av min BAEL : section d'armature verticale minimale dans le voile complet ;

Av min RPA : section d'armature verticale minimale dans le voile complet ;

Av adap/face : section d'armature verticale adaptée par face ;

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face ;

Nbre/ml : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire ;

St espacement ;

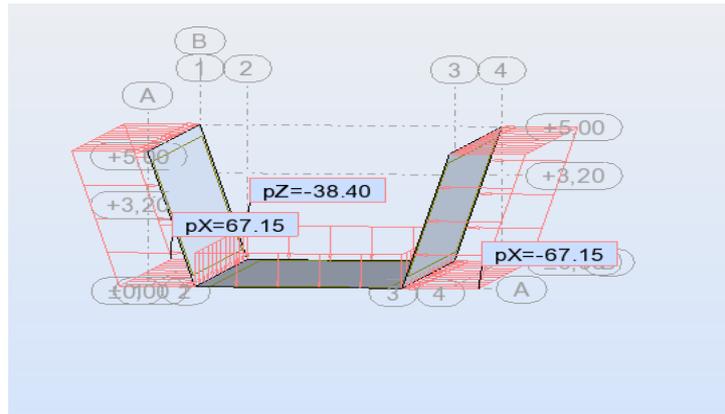


Figure 4: CHARGE G

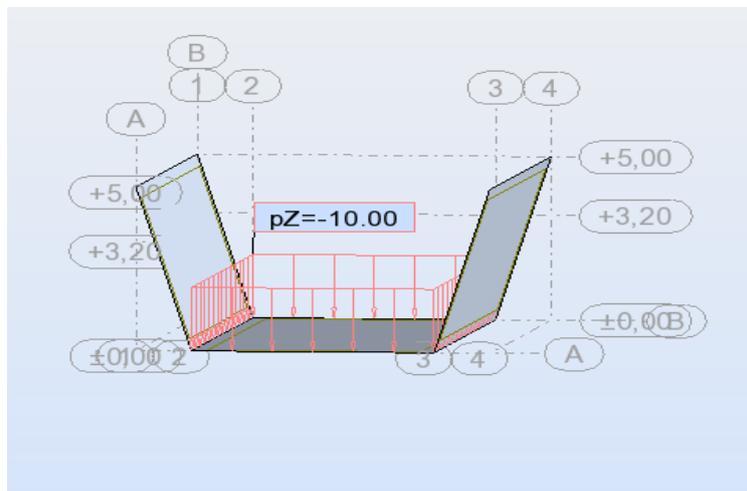


Figure 5: SURCHARGE

VI-5-2. Hypothèses de calcul:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

VI-5-3. Les efforts et les moments :

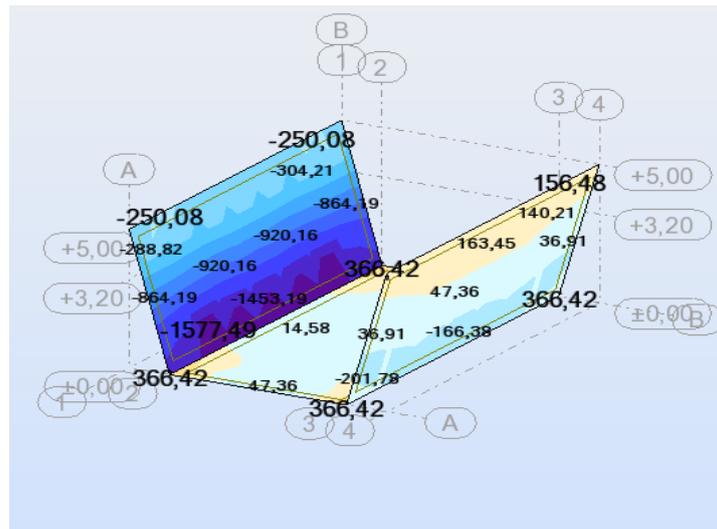


Figure 6 : EFFORT NORMAL SENS X-X –ELU-

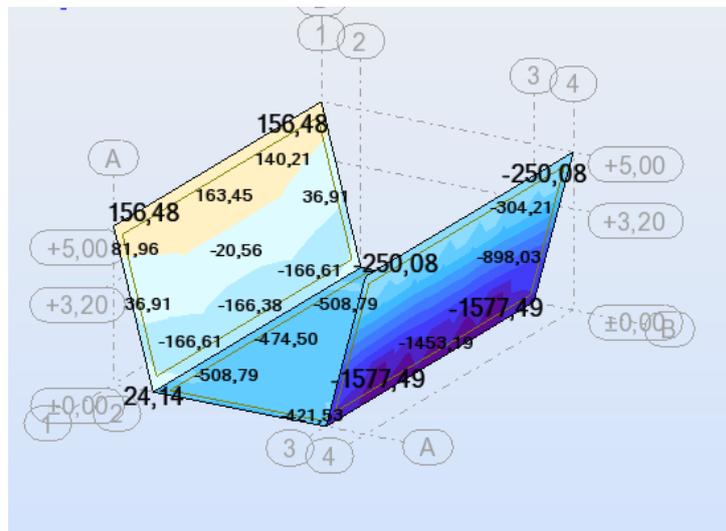


Figure 7 : EFFORT NORMAL SENS Y-Y –ELU-

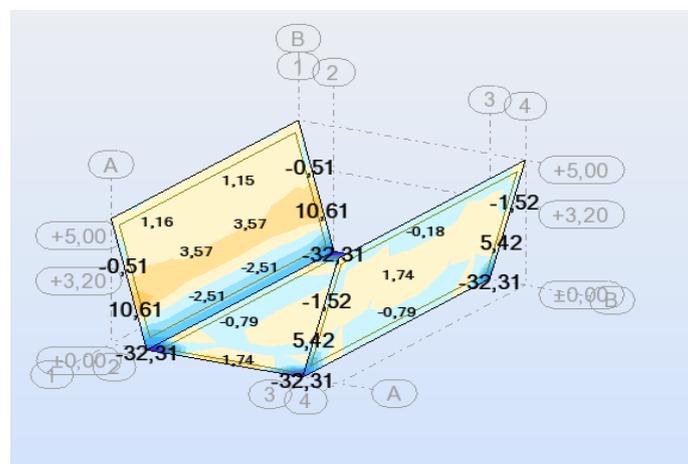


Figure 8: MOMENT SENS X-X –ELU-

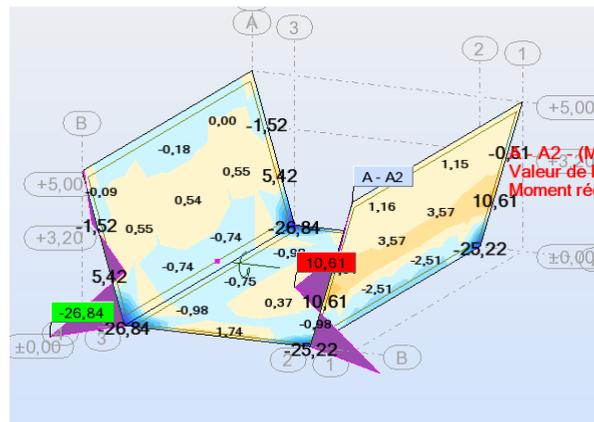


Figure 9 : COUPE SUR MOMENT SENS X-X A ELU

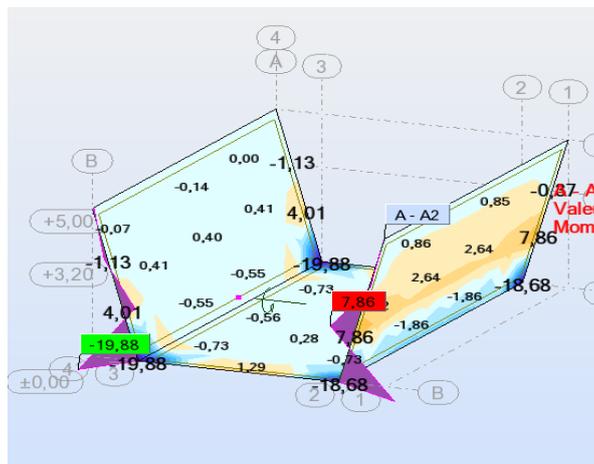


Figure 10: COUPE SUR MOMENT SENS X-X A ELS

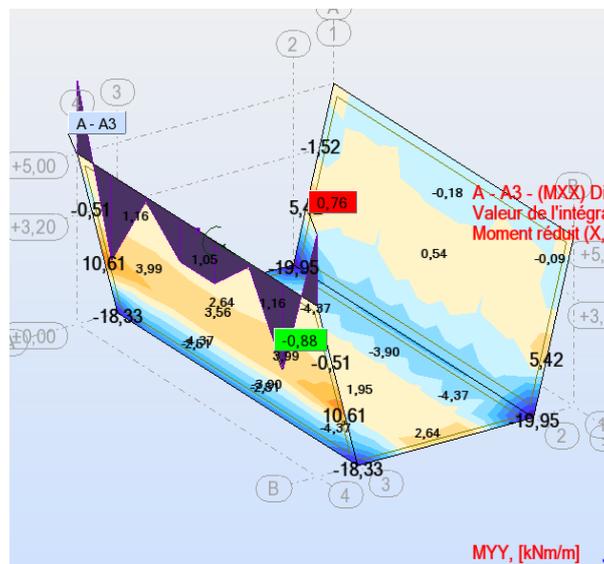


Figure 11: COUPE SUR MOMENT SENS Y-Y A ELU

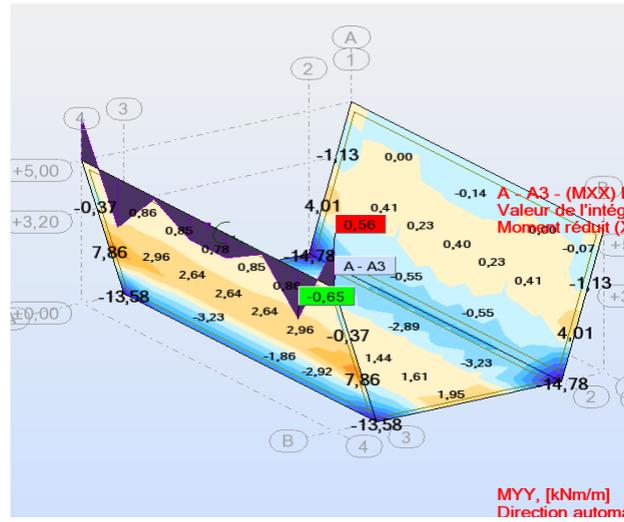


Figure 12: COUPE SUR MOMENT SENS Y-Y A ELS

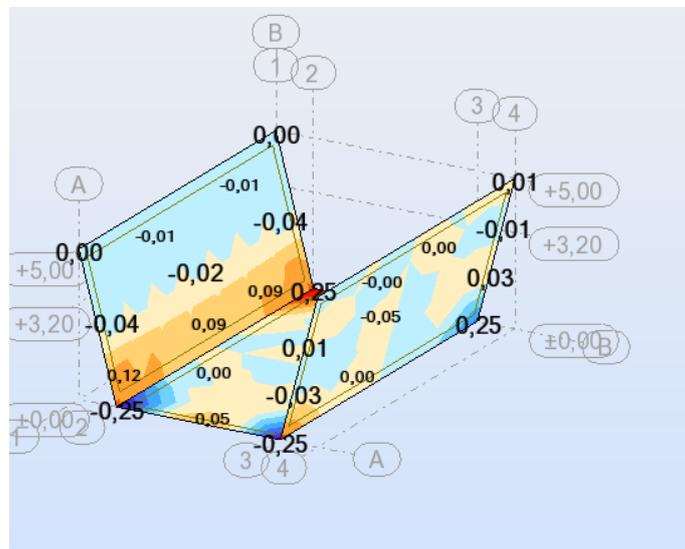


Figure 13: Contrainte de Cisaillement SENS X-X –ELU-

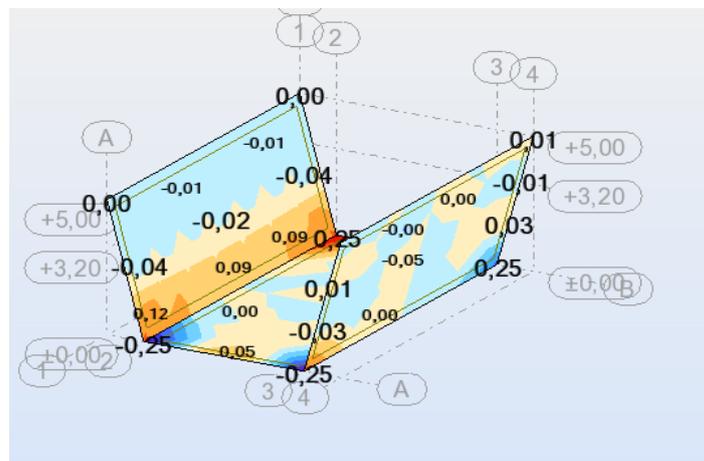


Figure 14: Contrainte de Cisaillement SENS Y-Y –ELU-

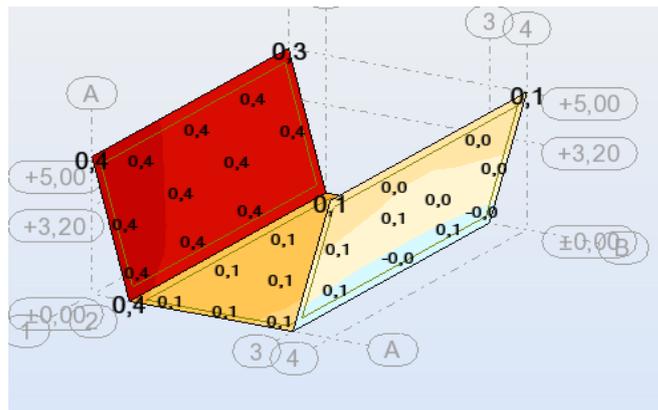
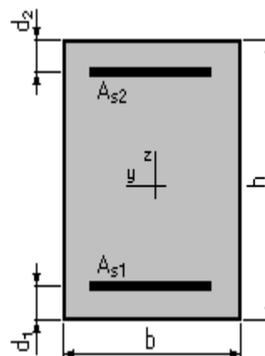


Figure 18: DEPLACEMENT SENS Y-Y -ELS-

VI-5-4. La section :



- b = 100,0 (cm)
- h = 20,0 (cm)
- d₁ = 5,0 (cm)
- d₂ = 5,0 (cm)

VI-5-5 Les armatures :

Voiles

Section théorique	$A_{s1} = 5,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,3$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,89$ (%)
Minimum	$\rho_{min} = 0,35$ (%)

Radier

Section théorique	$A_{s2} = 7,7$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 37,5$ (cm ²)
maximum	$\rho_{max} = 1,88$ (%)

VI-5-6 Moment appliqué :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite de Service	7,86	-15,83

VI-5-7. Résultats:

Cas ELS	M_{max} = 7,86 (kN*m)	M_{min} = -15,83 (kN*m)
---------	--------------------------------------	--

- Coefficient de sécurité: 2,61
- Position de l'axe neutre: $y = 4,9$ (cm)
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (MPa)
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
- Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 153,3$ (MPa)
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0$ (MPa)

VI-5-8.Ferrailage :

D'après les calculs effectués sur le logiciel Robot bat on a :

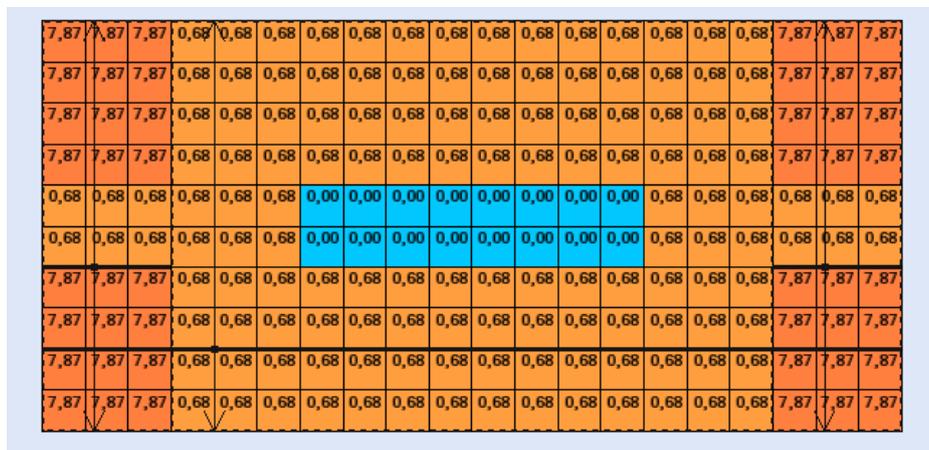


Figure 19: Ferrailage Théorique Radier X-

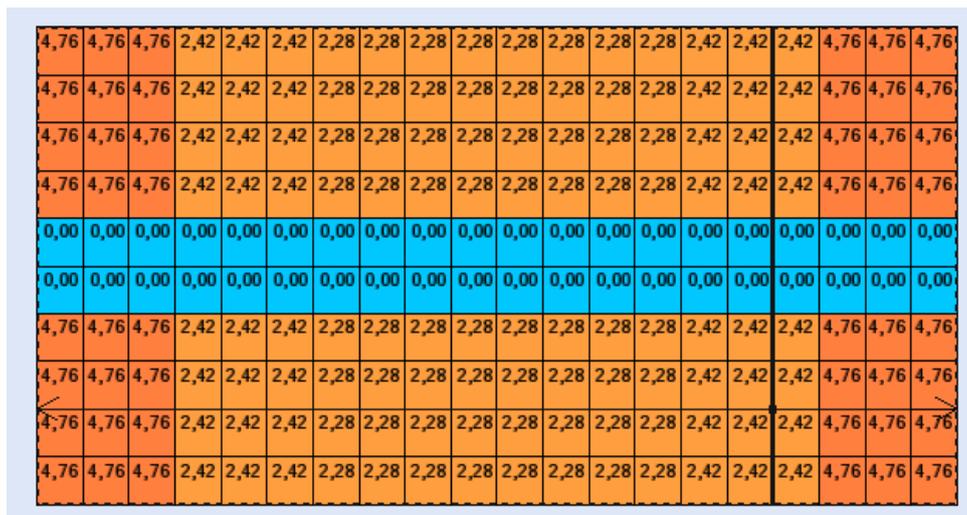
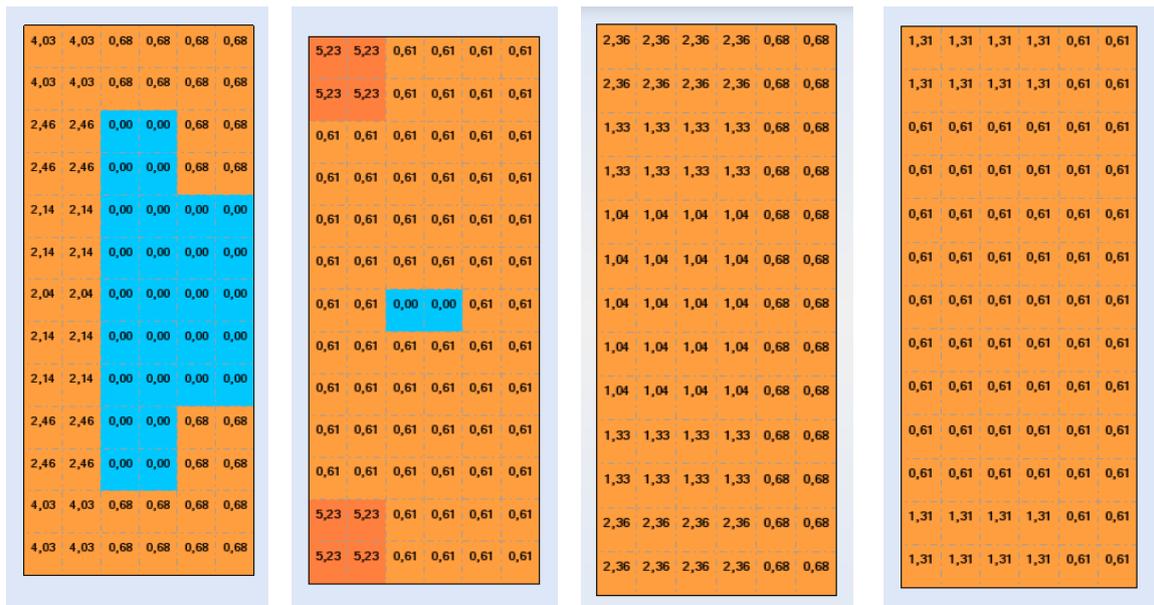


Figure 20: Ferrailage Théorique Radier Y-



Parois X-

Parois Y-

Parois X+

Parois Y+

Les diamètres d'acier normalisé et leurs sections :

Tableau des sections des barres indépendantes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

La masse volumique de l'acier est 7800kg/m³

D'après les calculs on a :

Le ferrailage du radier:

T14 e =15cm double nappe (A=7.7cm²) 5T14/ML

Le ferrailage des voiles:

T12 e =15cm double nappe (A=5.7cm²) 5T12/ML

VI-6-Vérification de la stabilité des murs en gabions

Un ouvrage en gabion doit assurer la stabilité de l'ensemble du massif. Les matériaux situés à l'arrière du mur poussent sur celui-ci. Le mur devra donc reprendre ces efforts et vérifier les critères suivants :

VI-6-1- vérification au glissement

Pour les ouvrages en gabion, les forces dites stabilisantes qui s'opposent à la poussée sont fonction des forces de frottement et de cohésion sur le plan de glissement (fondation).

Les forces de frottement qui s'opposent au déplacement sont fonction du poids de l'ouvrage et de la nature du sol d'assise. Le coefficient de sécurité est le rapport de la force opposée au mouvement F_s sur la force provoquant le mouvement F_i :

$$F = \frac{F_s}{F_i} \dots\dots\dots 1.5$$

où :

F_s force opposée au mouvement ;

F_i force provoquant le mouvement ;

F coefficient de sécurité.

En général, la base de l'ouvrage en gabions est déterminée selon la formule suivante :

$$B = \frac{1}{2}(1 + H)$$

Où:

H : hauteur totale du mur ;

B : base de l'ouvrage en gabions

A partir de la base, la section de chaque nouveau niveau est diminuée de 50 cm.

VI-6-2- vérification au renversement (ou basculement) :

Le coefficient de sécurité au basculement est le rapport du moment stabilisant M_s (moment exercé par l'ouvrage) sur le moment déstabilisant M_i (moment exercé par les terres à l'arrière).

Conclusion

Dans cette partie, on a pu déterminer le ferrailage nécessaire pour le canal en béton armé, et la vérification de stabilité des murs en gabion.

CHAPITRE 7

Organisation du chantier

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction

L'organisation de chantier est une démarche visant à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Elle permet d'organiser les travaux et de choisir les engins nécessaires influençant sur les coûts et le délai d'exécution du projet.

VII.1 Généralités

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par :

VII.1.1.1 Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage doit assumer certaines responsabilités, par exemple :

- ◆ Gérer la réalisation du projet.
- ◆ Transmettre l'information pertinente relative au projet.
- ◆ Remplir les obligations établies par les documents contractuels.
- ◆ Assurer la coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats et la réalisation des travaux.
- ◆ Prendre possession du projet.

VII.1.1.2 Maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour concevoir l'ouvrage tout en assurant le contrôle de l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

VII.1.1.3 L'entreprise :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

- ◆ Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- ◆ Gérer les coûts et les travaux.
- ◆ Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- ◆ Répondre aux obligations établies par les documents contractuels
- ◆ Réaliser les travaux définis dans son contrat.

VII.1.2 Définitions des engins utilisés :

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 terrassements.

Tableau VII. 1: Engins utilisés.

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

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

VII.2 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 VII. 2: Devis des différents travaux d'Oued Z'mor

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Deblai	m3	7892	350	2762200
	Rembali	m3	43263	200	8652600
Evacuation		m3	30806	200	6164200
Beton de propreté		m3	384	6000	2304000
Beton armé		m3	1153.2	42000	48434400
Gabion		m3	10542	4500	47034000
Montant HT					115351400
TVA 19%					21916766
Total TTC					137268166

VII.3 Planification des travaux

VII.3.1 Définition :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

- ◆ L'installation des postes de travail.

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

- ◆ L'observation instantanée.
- ◆ L'analyse des tâches.
- ◆ Le chronométrage.
- ◆ La simplification des méthodes.

VII.3.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

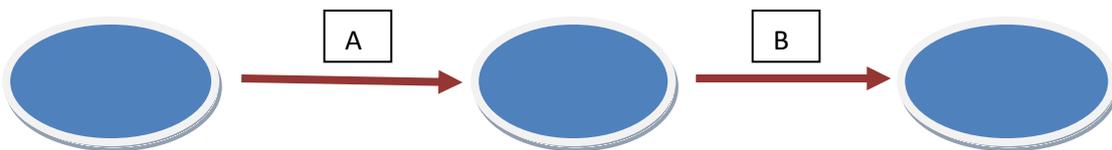
- ◆ Méthodes basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes basées sur le graphique.

VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

a. Définition :

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

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



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.

b. Construction du réseau :

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

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

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

c. Différentes méthodes basées sur le réseau :

◆ Méthode C.P.M (Critical path method) :
L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

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

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

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

◆ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

a. Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

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

b. Méthode à barres :

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

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

VII.3.3 Les étapes de la planification :

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

VII.3.3.1 Collection des informations :

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

VII.3.3.2 Décomposition du projet :

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

VII.3.3.3 Relations entre les tâches :

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

VII.3.4 Choix de la méthode de calcul :

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

VII.3.4.1 Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

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

$$\mathbf{DFP = DCP + tr}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - tr}$$

VII.3.4.2 Chemin critique (C.C) :

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

$$\mathbf{MT = 0 \text{ et } \Sigma tr_{cc} = DTP}$$

VII.3.5 Diagramme de Gantt :

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

- ◆ Les différentes tâches à envisager.
- ◆ La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- ◆ La durée escomptée de chaque tâche.

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

- ◆ 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).

VII.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

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

Tableau VII. 3:Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur tronçon 1	B	20
Compactage sur tronçon 1	C	25
Pose de gabion	D	30
Travaux de terrassement sur tronçon 2	E	15
Compactage sur tronçon 2	F	18
Pose le béton	G	15
Travaux de terrassement sur tronçon 3	H	10
Compactage sur tronçon 3	I	7
Déménagement du chantier	J	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tâche avec celles qu'elle précède dans le phasage des travaux :

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VII. 4: Succession des tâches.

Travaux	OPERATION	Durée (Jours)
Décapage de la terre végétale et ouverture de piste A 15jours	A	15
Excavation de la tranchée	B	60
Remblai en TVO	C	20
Compactage	D	10
Lit de béton propriété	E	25
Mise en mise en œuvre de gabion	G	60
Le bétonnage	H	15
Compactage des tranches des collecteurs	I	10

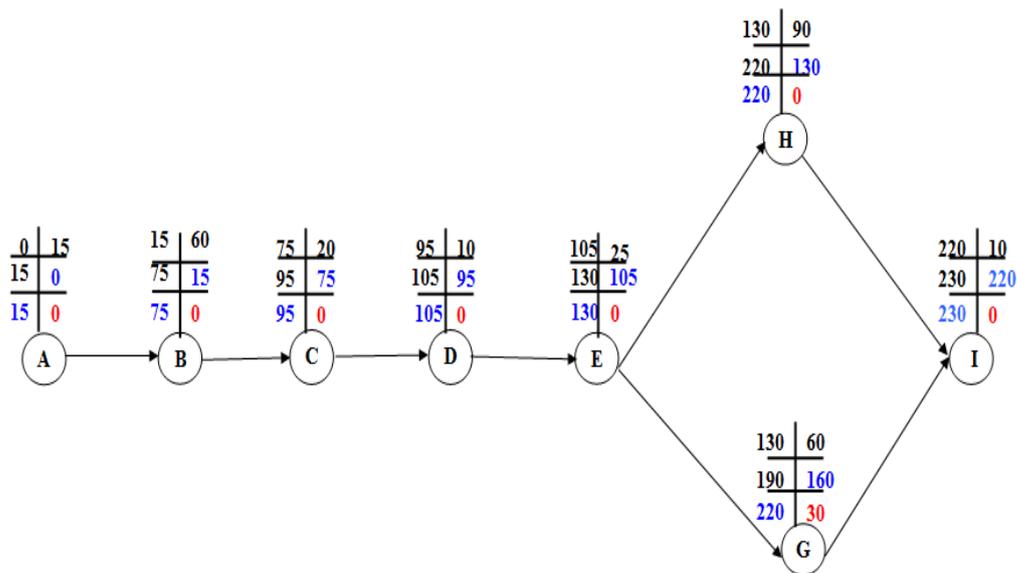


Figure VII. 1: Réseau à nœuds

VII.3.7. Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VII. 5: Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.C.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	15	0	15	0	15	0
B	60	15	75	15	75	0
C	20	75	95	75	95	0
D	10	95	105	85	105	0
E	25	105	130	105	130	0
G	60	130	190	160	220	30
H	90	190	220	130	220	0
I	10	220	230	220	230	0

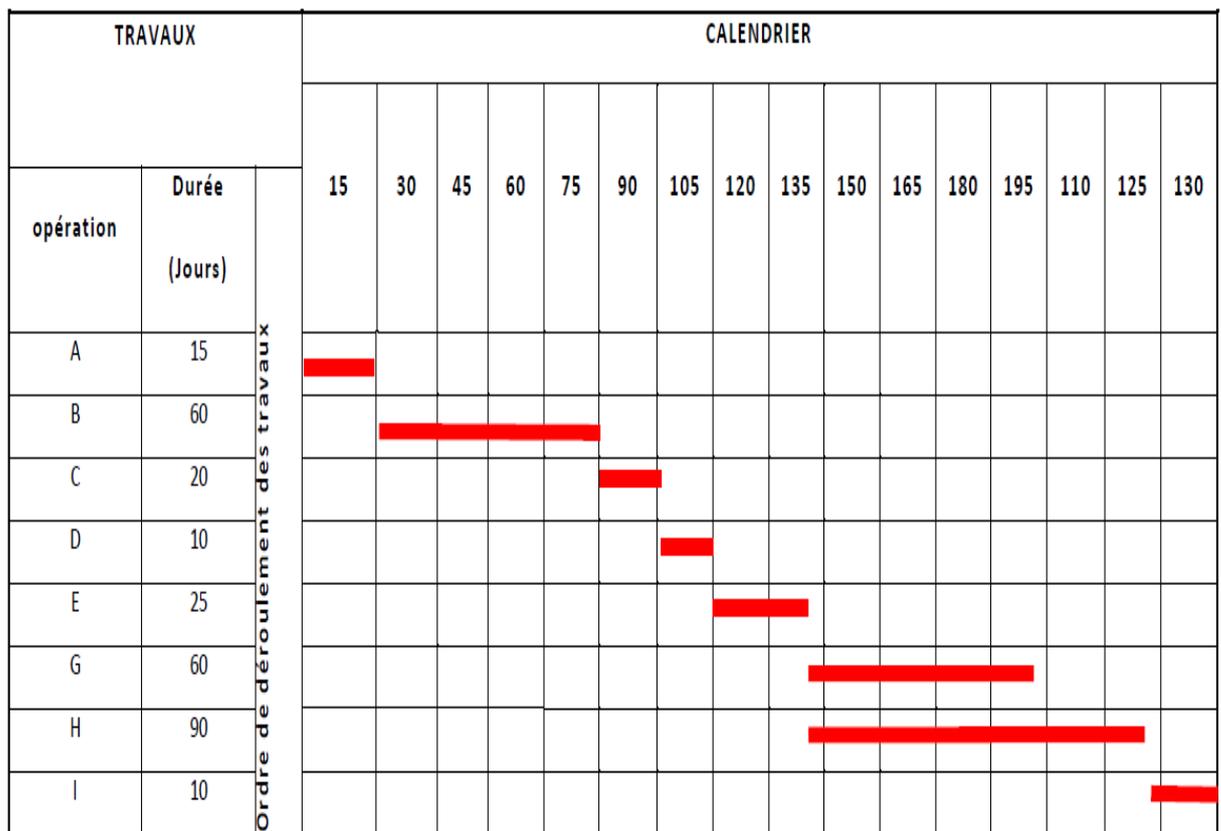


Figure VII. 2: Diagramme de GANTT

CHAPITRE VII : L'ORGANISATION DU CHANTIER

Conclusion

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement d'oued Z'mor est de **137268166** DA pour un délai de réalisation de 33 semaines.

Conclusion



Générale

Conclusion générale

L'importance de l'eau en tant que support de vie et de facteur régulateur du développement d'un pays est universellement reconnue. La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques. En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et de la vie humaine. C'est pour ces multiples raisons qu'on a traité ce sujet qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A travers cette étude, j'ai pris conscience de la nécessité d'entretenir Oued Z'mor qui traverse la ville de Biskra, pour mettre fin au problème d'inondation. J'ai scindé mon travail en trois étapes essentielles.

J'ai d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crue. En second lieu j'ai déterminé les zones susceptibles d'être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide d'Autocad et Autocad Civil 3d . Finalement j'ai choisi un aménagement adéquat après une analyse technico- économique pour choisir la variante finale qui répond à mon objectif d'étude.

En effet, la variante choisie comprend un aménagement d'une partie de l'oued, par un canal mixte sur une longueur de 1816.2 ml pour Oued Z 'mor.

Le coût de ce projet est estimé à 122605938 DA, et comme tout projet celui-ci doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Références Bibliographiques

Armando LENCASTRE (1996) , Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES.

HEC-RAS (2010) Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1.

BACHI, MOHAMED (2011) . Problematique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomeration de Sidi Bel Abbas.

BENNIS, Saad (2009) . Hydraulique et hydrologie. PUQ.,2ème Edition.

BEN SIDI AHMED L'HACHIMI(2015) , Etude d'aménagement de oued reghaia et ses affluents pour la protection contre les inondations des communes de REGHAIA et OULED HEDADJ (W.ALGER). Mémoire d'ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. Algérie.

CHAUDHRY, M. Hanif. (2012) Open-channel flow. Springer Science & Business Media, DEGOUTTE, Gérard. Diagnostic, aménagement et gestion des rivières: hydraulique et morphologie fluviales appliquées. Éd. Tec & doc.

DUBREUIL(1974), P. Introduction à l'analyse hydrologique, Ed., Masson et Cie.

LENCASTRE, Armando (1999). Hydraulique générale, édition Eyrolles..

MEYLAN, Paul, FAVRE, Anne-Catherine, et MUSY, André (2008). Hydrologie fréquentielle: une science prédictive. PPUR presses polytechniques.

M. Hanif Chaudhry(2014) , Open-Channel Flow, Second Edition.

Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2014.

TOUAÏBIA, B(2004) . Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie.