



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT.

THÈME :

ÉTUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA
VILLE DERRADJI REDJEM (W. ANNABA)

Présenté par :

SEGHIER MOHAMED SALAH

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJODAR Dabha	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah.	M.A.A	Examinatrice
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
SAMRA SADOUNE	M.C.A	Promotrice

Session Juin 2022

Dédicace

À mes chères parents ; aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. que dieu leur procure une saine et longue vie.

Remerciements

Dieu tout puissant, merci de m'avoir donné la force et le courage pour avoir atteint ce que je désirais.

J'exprime mes plus sincères gratitudee à chaque personne ayant aidé ma personne à compléter ma formation

je tiens à adresser mes sincères remerciements à :

Ma promotrice **Mme Samra Sadoune** pour les conseils, les propositions et les orientations précieuses qu'elle me réserve et aussi pour son encouragement considérable et la confiance qu'elle m'a fournit tout au long de ce travail.

J'adresse également mes sincères remerciements et mon profond respect aux membres de jury, qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

L'ensemble du personnel et enseignants de l'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui ont veillé à ma formation.

A mon père pour son amour et son soutien qui m'a toujours porté ainsi qu'à ma famille. A mes amis spécialement **Soheib, katia, Mahdi, Imane**.

Tous ceux auprès de qui j'ai sollicité une quelconque aide pour effectuer ce travail dans de bonnes conditions, qu'ils puissent y trouver ma sincère gratitude.

الملخص:

تعلق عملنا هذا في مكافحة الفيضانات في مدينة سيدى عمار بولاية عنابة التي يتسبب فيها واد ميونجة. تمثل هذه الظاهرة ، خطرا كبيرا على السكان وعلى وجه الخصوص المزارعين وهذا يقودنا الى اقتراح نظام تهيئة الأودية. في هذا السياق استخدمنا العديد من الدراسات. أولا قمنا بدراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتحديد كمية التدفق ثم دراسة طبوغرافية وهيدروليكية. للمحاكاة باستخدام برنامج HEC_RAS وأخيرا وصف لخيارات التطوير المقترحة للاختيار الحل الأنسب من الناحية الفنية والاقتصادية. الكلمات المفتاحية: فيضانات, أمطار, حماية, المشاريع المائية, واد ميونجة.

Résumé :

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

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

Abstract:

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

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

SOMMAIRE:

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE	14
INTRODUCTION :	17
1.1 Situation géographique du site :	17
1.1.1 Présentation de la wilaya Annaba :	17
1.1.2 Situation géographique de la zone d'étude :	18
1.1.3 Situation topographique :	18
1.1.4 Situation hydrographique :	18
1.1.5 Sismicité de la région :	19
1.1.6 Situation climatique:	20
1.2 Température:	20
1.2.1 Interprétation :	20
1.3 Le vent:	20
1.4 L'humidité :	20
1.5 Pluviométrie:	21
1.5.1 Interprétation:	20
CONCLUSION :	21
CHAPITRE II : ÉTUDE MORPHOMÉTRIQUE	20
INTRODUCTION	23
2 CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT :	23
2.1.1 La surface :	23
2.1.2 Le périmètre :	23
2.1.3 Applications :	23
Description :	23
2.2 Caractéristiques de forme :	24
2.2.1 Indice de compacité de Gravélius KG :	25
2.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravélius :	25
2.4 Le Relief :	26
2.5 Répartition et courbe hypsométrique :	26
L'altitude maximale et minimale « H max, H min » :	26
L'altitude « H5% » :	26
L'altitude médiane « H50% » :	26
L'altitude « H95% » :	26
2.5.1 Indice de pente globale Ig :	29

2.5.2	La dénivelée spécifique D_s :	30
2.5.3	Pente moyenne du bassin versant « I_m » :	30
2.6	Les caractéristiques du Réseau d'écoulement :	31
2.6.1	Le réseau hydrographique :	31
2.6.2	Densité de drainage « D_d » :	31
2.6.3	Le cours d'eau principal :	31
2.6.4	La pente moyenne du cours d'eau principale ICP :	31
2.7	Tempe de concentration du bassin versant « T_c » :	32
2.7.1	Giandotti (1937) :	32
2.7.2	La formule de Kiprich :	32
2.7.2.1	Formule de SOGREAH – ANRH :	32
2.7.3	Formule de S.C.S (Soil Conservation Service) :	33
2.8	Vitesse de ruissellement :	33
CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE.		36
INTRODUCTION		37
3 LES PRECIPITATIONS.		37
3.1	Etude des précipitations :	37
3.1.1	Stations pluviométriques :	37
3.1.2	Détection des erreurs et correction des données :	37
3.1.3	Vérification de l'homogénéité de la série :	39
3.1.4	Statistique de test:	40
3.2	Estimation de la pluie max journalière :	41
3.2.1	Valeurs extrême et lois de probabilités :	41
3.2.2	Application de quelques lois statistiques aux séries hydrologiques :	41
3.2.3	Critères de choix d'une loi :	41
3.2.4	Intervalle de confiance :	42
3.3	Ajustement des séries pluviométriques :	42
3.3.1	Loi doublement exponentiel ou loi de Gumbel :	42
	Généralisation:	42
3.3.1	Loi log normale ou loi de Galton :	44
3.4	Comparaison entre les deux lois d'ajustement :	46
3.4.1	Graphique :	46
3.4.2	2. Test de khi2	46
3.5	Pluie de courte durée.	47
3.6	Etude Apport liquide	51
3.6.1	Formule de Chaumont:	51
3.6.2	Formule de Coutagne :	51
3.6.3	Formule de l'A.N.R.H :	51
3.6.4	Formule de Medinger :	51

3.7	Etude des caractéristiques de l'écoulement :	52
3.7.1	Module de l'écoulement :	52
3.7.2	Module de l'écoulement relatif :	52
3.7.3	Lame d'eau écoulée :	52
3.7.4	Coefficient de l'écoulement :	52
3.7.5	Coefficient de variation :	53
3.7.5.1	Formule de SOKOLOVSKY :	53
3.7.5.2	Formule de L'ANTONOV :	53
3.7.5.3	Formule Algérienne :	53
3.7.5.4	Formule de Kristekly-Menkel :	53
3.8	Etude des crues :	53
3.8.1	Détermination des débits maximums fréquents :	54
3.8.2	Formule empirique pour le calcul du débit maximum probable :	54
3.8.2.1	Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH :	54
3.8.2.2	Formule de Mallet-Gauthier :	54
3.8.2.3	Formule de Giandotti :	54
3.8.2.4	Formule de SKOLOVSKY :	55
3.9	Hydrogrammes de crues :	56
3.9.1	Choix de la crue de projet :	58
3.9.2	Etude des apports solides :	59
3.9.2.1	Méthode de TIXERONT : (Touaibia, 2001) :	59
3.9.2.2	Méthode d'estimation au Nord Algérien :	59
CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET MODELISATION DU COURS D'EAU NON AMENAGE.....		61
INTRODUCTION.....		62
4	GENERALISATION SUR L'HYDRAULIQUE FLUVIALE.....	62
4.1	Les canaux :	62
4.1.1	Les canaux naturels :	62
4.1.2	Les canaux artificiels :	62
4.2	Géométrie des canaux :	63
4.3	Les écoulements dans les canaux :	63
4.3.1	Type des écoulements :	63
4.3.1.1	Écoulement uniforme et non uniforme :	64
4.3.1.2	Écoulement permanent et non permanent :	64
4.3.2	Régime d'écoulement :	64
4.3.3	Conséquence :	65
4.4	Modélisation du cours d'eau non Aménagé.....	61
4.4.1	Modélisation hydraulique :	65
4.4.1.1	Présentation du logiciel HEC-RAS :	65
4.4.1.2	Les équations mises en jeu :	66
4.4.1.3	Etapes de simulation HEC-RAS :	66
4.4.1.4	Modélisation de la rivière (données géométriques) :	66

4.4.1.5	Données hydrométriques et conditions aux limites :	67
4.5	Simulation :	68
4.5.1	Le choix de coefficient de frottement (coefficient de Maning) :	69
4.5.2	Résultat de la simulation :	69
Interprétation		72
4.6	Les zones inondables 1D :	72
4.6.1	Carte des profondeurs	72
4.6.2	Carte des vitesses d'écoulement :	73
Conclusion		74
CHAPITRE V : ETUDES DES VARIANTES D'AMENAGEMENT.		75
5	INTRODUCTION	76
5.1	Principe d'aménagement	76
5.1.1	Les différents types d'aménagements	76
5.1.1.1	Reprofilage	76
5.1.1.2	Curage	76
5.1.1.3	Protection des berges	76
5.1.1.4	Réalisation des canaux	76
5.2	Les formules de dimensionnement des canaux	76
5.3	Choix des paramètres de dimensionnement	77
5.3.1	La pente du projet	77
5.3.2	Le coefficient de rugosité	77
5.3.3	Revanche des canaux	78
5.4	Étude des variantes	78
5.4.1	Canal trapézoïdal en béton armé	78
5.4.2	Dimensionnement :	80
5.4.3	Paramètres d'écoulement :	80
5.4.4	Estimation du coût de la variante :	85
5.4.4.1	Calcul volume du béton armé :	85
5.5	Calcul les volumes des terrassements :	85
5.6	Deuxième variante : Canal mixte (Gabion & béton armée) :	86
Dimensionnement :		87
Interprétation des résultats :		91
5.6.1	A). Calcul des volumes :	91
5.6.2	Les volumes de terrassements	91
5.7	Choix de la variante d'aménagement	92
5.7.1	Avantage et les inconvénients :	92
5.7.2	Critères d'évaluation :	94
5.7.3	La variante choisit	94

CHAPITRE VI :ORGANISATION ET ORDONNANCEMENTDES TRAVAUX DE CHANTIER.	95
6 INTRODUCTION :.....	96
6.1 Réalisation de la variante choisie :.....	96
6.2 Rôles des intervenants sur le chantier :	96
6.2.1 L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par :	96
6.2.1.1 Le maître de l'ouvrage :.....	96
6.2.1.2 Maitre de l'œuvre :	97
6.2.1.3 Entrepreneur :.....	97
6.3 Devis quantitatif et estimatif du projet :.....	98
6.3.1 Définition :	98
6.3.2 Techniques de la planification :	98
6.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau	98
6.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique	99
6.3.3 Les étapes de la planification :	99
6.4 Choix de la méthode de calcul	100
6.5 Diagramme de Gantt.....	100
6.6 Élaboration du réseau selon la méthode CPM.....	101
6.6.1 Attribution des durées pour les taches.....	101
CONCLUSION.....	104

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

- Figure 1. 1: Découpage administratif de la wilaya d'Annaba.18
- Figure 1. 2: Situation géographique de la zone d'étude.....18
- Figure 1. 3: Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003).19

Chapitre II : Étude morphométrique.

- Figure 2. 1: Carte présentative des bassins versant.24
- Figure 2. 2: Exemples d'indices de compacité.....25
- Figure 2. 3: Carte hypsométrique.27
- Figure 2. 4: Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued Mebouadja.28

Chapitre III : Étude hydrologique.

- Figure 3. 1: Ajustement de pluie maximum journalière à la loi de Gumbel43
- Figure 3. 2: Ajustement de pluie maximum journalière à la loi de Galton.45
- Figure 3. 3: Comparaison entre les deux lois d'ajustement46
- Figure 3. 4: Courbe de pluie courte durée de déférentes fréquences50
- Figure 3. 5: Courbe Intensité –Durée –Fréquence.....50
- Figure 3. 6: Hydrogrammes de crues probables BV d'oued Mebouadja.....58

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

- Figure 4. 1: Écoulement à surface libre..62
- Figure 4. 2: Type des canaux.....63
- Figure 4. 3: Éléments géométriques de la section.63
- Figure 4. 4: Schéma des écoulements permanents et non permanents.64
- Figure 4. 5: Introduction du fichier terrain dans RAS Mapper.66
- **Figure 4. 6** : Définition du tracé de l'oued Mebouadja et des sections en travers de l'oued.....64
- Figure 4. 7 : Définition du tracé de l'oued Mebouadja et des sections en travers de l'oued.....67
- Figure 4. 8 : Introduction des conditions aux limite (S=pente).....68
- Figure 4. 9 : Introduction du débit correspondant à 100 ans.....68
- Figure 4. 10 : Vue en Plan en 3D de l'Oued Mebouadja, après la simulation.....69
- Figure 4. 11 : Profil en long de l'Oued Mebouadja, après la simulation.....70
- Figure 4. 12 : Section en travers S1, S2 et S3 d'Oued Mebouadja.....71
- Figure 4. 13 : Carte des profondeurs tirée de Ras mapper.73
- Figure 4. 14 : Cartes des vitesses d'écoulement.74

Chapitre V : Etudes des variantes d'aménagement

- Figure 5. 1: La profondeur normal du tronçon de (01).79
- Figure 5. 2: La profondeur normal du tronçon (02).....79
- Figure 5. 3: Profiles en travers d'un canal trapézoïdale d'une crue 100ans pour le tronçon 1.....82

➤ Figure 5. 4: Profil de la surface d'eau et du radier du canal avec une pente de 0.096 %.	82
➤ Figure 5. 5: Profiles en travers d'un canal trapézoïdal d'une crue 100ans pour le tronçon 2.....	84
➤ Figure 5. 6: Illustration de calculs des volumes déblai et remblai.....	86
➤ Figure 5. 7: Illustration de calculs des paramètres de dimensionnement.....	88
➤ Figure 5. 8: représente les sections transversal d'oued aménagée (béton & Gabion). .	90
➤ Figure 5. 9: Calcul des volumes de terrassement cas du canal mixte (béton et gabion).	91

Chapitre VI : Organisation et ordonnancement des travaux de chantier.

➤ Figure 6. 1: L'opération A précède l'opération B.	98
➤ Figure 6. 2: L'opération A précède l'opération B	93
➤ Figure 6. 3: Diagramme de Gantt.	103

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

- Table 1. 1: Répartition mensuelle des températures moyennes mensuelle.20
- Table 1. 2: Répartition mensuelle moyenne interannuelle de la précipitation.21

Chapitre II : Étude morphométrique.

- Table 2. 1: Les résultats géométriques Extrait à l'aide d'un logiciel ArcGIS23
- Table 2. 2: Paramètres morphométriques bassin versant.26
- Table 2. 3: Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant d'Oued Mebouadja.28
- Table 2. 4: Le résultat des calculs des altitudes.29
- Table 2. 5: Longueurs correspondantes à la courbe de niveau.29
- Table 2. 6: Classification de relief.30
- Table 2. 7: Les résultats de calcul des indices de pente des bassins versant et son type de Relief.30
- Table 2. 8: Pente moyenne du cours d'eau principale I_{CP} 32
- Table 2. 9: Le temps de concentration pour chaque méthode.33
- Table 2. 10: Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.....34

Chapitre III : Étude hydrologique.

- Table 3 1 : Les Coordonnées des stations pluviométriques autour bassin versant d'oued Mebouadja37
- Table 3 2: les précipitations mensuelles de la station Pont Bouche38
- Table 3 3 : les étapes d'homogénéisation de la série.39
- Table 3 4 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :43
- Table 3 5 : résultats du test d'adéquation de Khi2.....43
- Table 3 6 : résultats d'ajustement à la loi de Galton :44
- Table 3 7 : résultats du test d'adéquation de Khi2.....45
- Table 3 8 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.49
- Table 3 9 : Résultats de calculs d'apport liquide pour bassin versant d'oued Mebouadja.52
- Table 3 10 : Les caractéristiques de l'écoulement.52
- Table 3 11 : Calcul du coefficient de variation.53
- Table 3 12 : Récapitulatif des débits maximums de crue des bassins versant par les différentes formules précédentes.56
- Table 3 13 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ57
- Table 3 14 : Valeurs des débits de crue évacuée (m³/s) en fonction du temps.57
- Table 3 15 : Crue de projet recommandé.58
- Table 3 16 : Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée. ...59
- Table 3 17 : Apport solide du bassin par les deux méthodes.59

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

- Table 4. 1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.69

- Table 4. 2: Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Source : Logiciel HEC-RAS).....72

Chapitre V : Etudes des variantes d'aménagement

- Table 5. 1 : Eléments géométriques pour différentes sections de canaux.....77
- Table 5. 2 : Valeurs de coefficient de rugosité.77
- Table 5. 3 : Revanches utilisées.....78
- Table 5. 4 : Données du tronçon 1 et 2.80
- Table 5. 5 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé du tronçon 01 (Source : HECRAS).80
- Table 5. 6 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé du tronçon 02 (Source : HECRAS).83
- Table 5. 7 : Calcul volume du béton.85
- Table 5. 8 : Le devis de la variante proposée86
- Table 5. 9 : Les dimensions de Gabion et Reno.86
- Table 5. 10 : Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse du courant.....87
- Table 5. 11 : Données du tronçon à aménager87
- Table 5. 12 : Résultat de calcul de rugosité composée.88
- Table 5. 13 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé du tronçon 02 (Source : HECRAS).89
- Table 5. 14 : Calcul volume du béton et Gabion.91
- Table 5. 15 : Devis de la variante (canal mixte (Gabion & béton armée)).92
- Table 5. 16 : Les avantages et les inconvénients des deux variantes.93

Chapitre VI : Organisation et ordonnancement des travaux de chantier.

- Table 6.. 1: Le devis des différents travaux de l'aménagement d'oued Mebouadja.95
- Table 6.. 2 : Liste des opérations avec leurs durées..... 101
- Table 6.. 3 : Succession des tâches 102

Liste des planches :

Planche N°1 : Le profil en long de l'oued.

Planche N°2 : Les profils en travers de l'oued (sections naturelle et aménagées).

Planche N°3 : Plan de masse et enveloppe des zones inondables.

Planche N°4 : Vue en plan de l'oued après l'aménagement.

Introduction Générale :

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

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

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

Oued Mebouadja est le dernier effluent de l'Oued Seybous. Il a connu ces dernières années une augmentation intense de la densité d'habitation au niveau des deux rives, ce qui a augmenté sa vulnérabilité vis-à-vis les débordements.

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

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Introduction :

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

1.1 Situation géographique du site :

1.1.1 Présentation de la wilaya Annaba :

La wilaya d'Annaba appelée capitale industrielle de l'Est Algérien, est située entre les latitudes 36°30' Nord et 37°03' et longitudes 7°20' Est et 8°40' Est. D'une superficie de 1411.98 Km². Annaba est bordée au Nord par la mer méditerranée, à l'Ouest par la wilaya de Skikda, au Sud et à l'Est par les wilayas de Guelma et d'El Tarf.

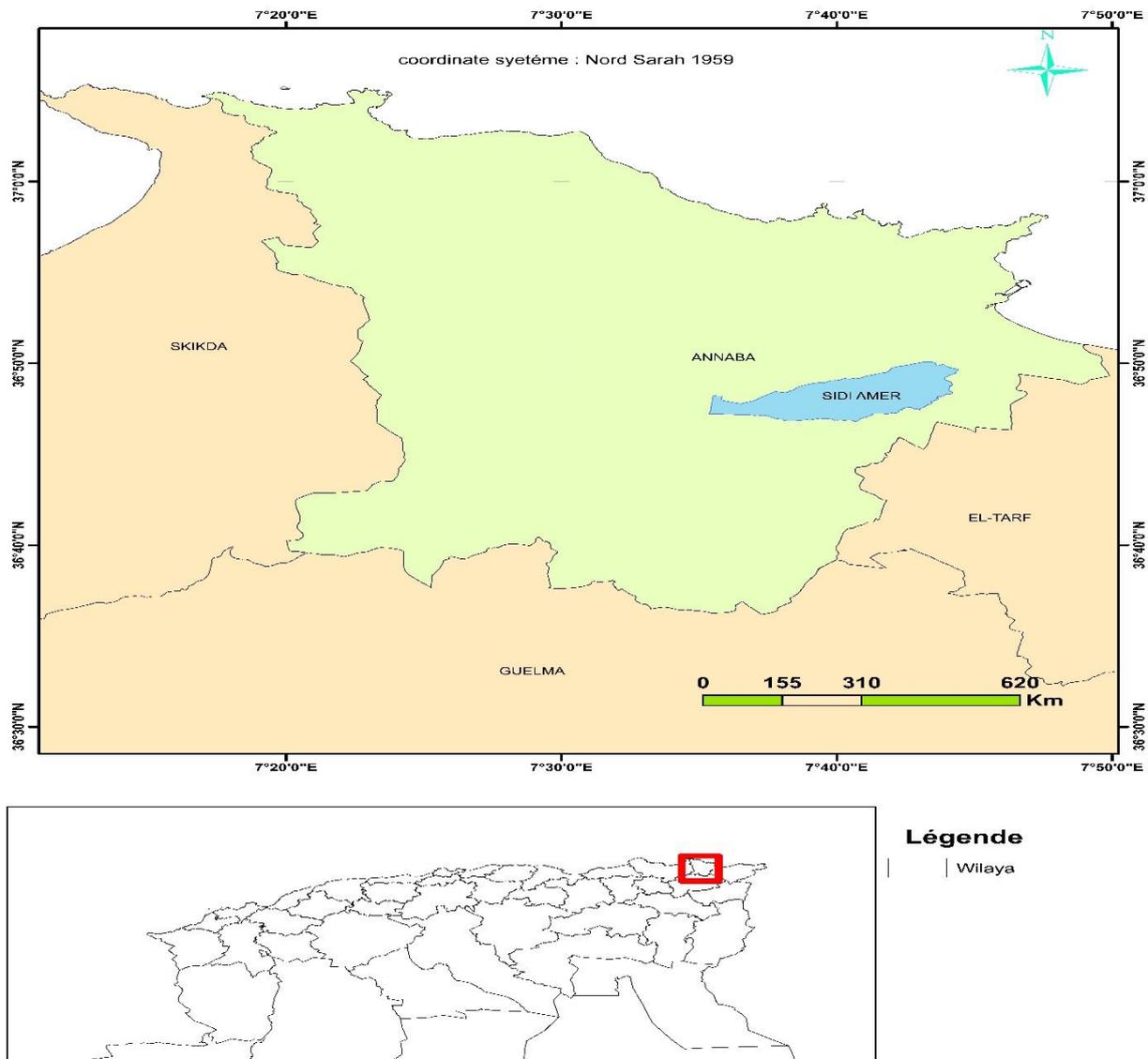


Figure 1. 1 : Découpage administratif de la wilaya d'Annaba.

1.1.2 Situation géographique de la zone d'étude :

Le village Derradji Redjem est située à l'est de Hadjar_Eddis, et au nord-est de El Heraicha. Qui située à 7 km au sud-ouest dans la commune de Sidi Amar, ses limites naturelles sont (Figure. 1.2).

Elle est limitée par :

- Le village de Hadjar Eddis à 4 km a l'ouest.
- Le village de El Heraicha à 4 km au sud-ouest.
- Le village de El Kerma à 4 km au sud-est.
- Le village d'Oued Ennil à 5 km au nord-ouest.



Figure 1. 2 : Situation géographique de la zone d'étude.

1.1.3 Situation topographique :

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

1.1.4 Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou

artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

1.1.5 Sismicité de la région :

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

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

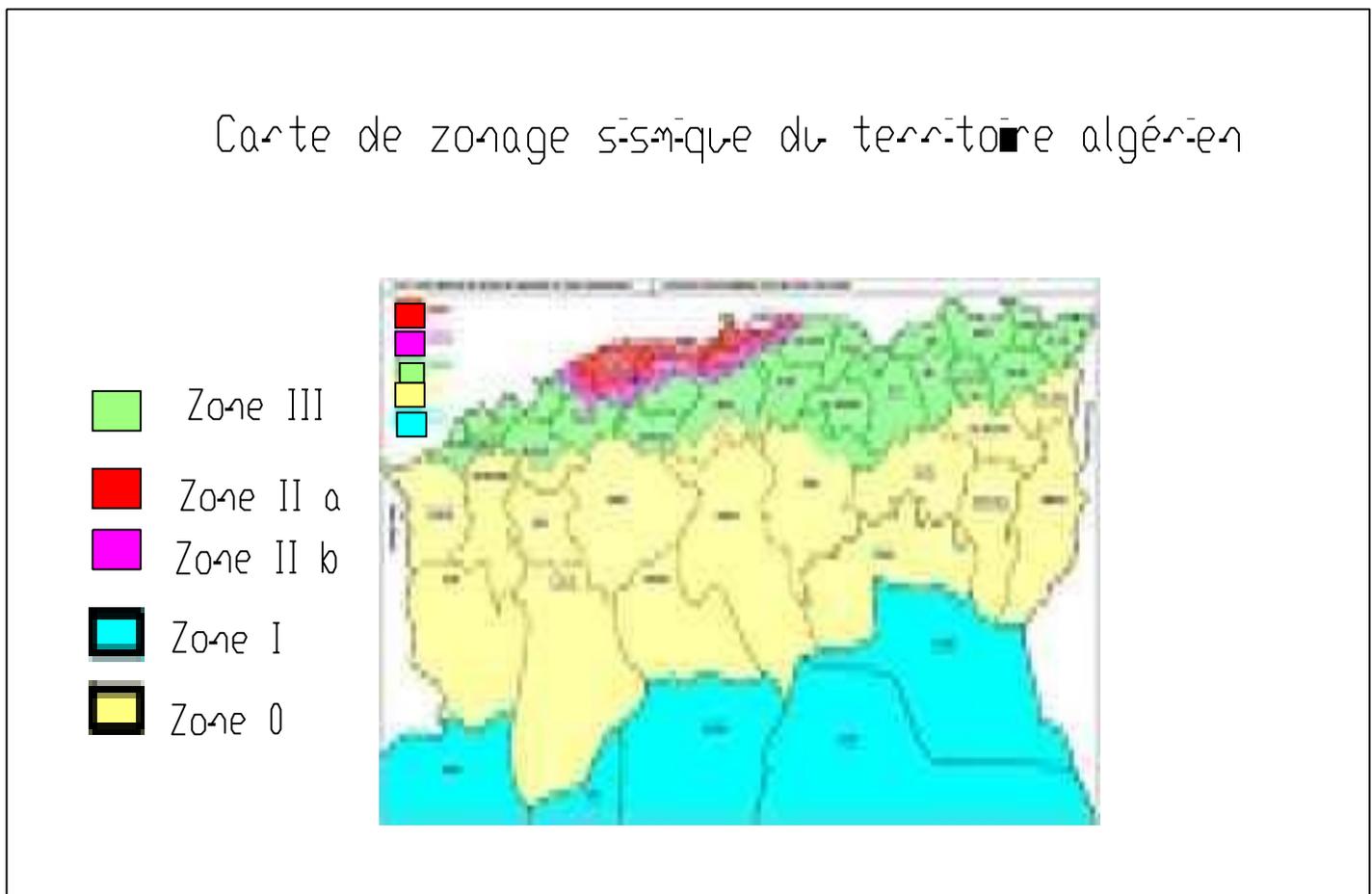


Figure 1. 2 : Carte de zonage sismique du territoire algérien (RPA 99-Version 2003).

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

D'après le règlement parasismique Algérien notre zone d'étude appartient à la zone **II b**.

1.1.6 Situation climatique:

Notre zone d'étude fait partie du climat méditerranéen à l'étage bioclimatique subhumide et humide.

1.2 Température:

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

Table 1. 1: Répartition mensuelle des températures moyennes mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
T _{max} (°C)	15	16	17	19	22	26	29	30	28	24	20	16
T _{min} (°C)	7	7	8	10	13	16	19	20	18	15	11	8
T _{moy} (°C)	11	12	13	15	18	21	24	25	23	20	15	12

(Source : ONM)

Tel que :

T_{min}: température minimale moyenne.

T_{max}: température maximale moyenne.

T_{moy} : température moyenne.

1.2.1 Interprétation :

On peut distinguer deux périodes :

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

1.3 Le vent:

Les vents dominants sont des vents Nord à Nord-Est, Sud-Ouest à Nord. Les vents les plus violents se manifestent en hiver et les plus faibles en été avec quelques épisodes de SIROCCO qui augmentent la température, les vitesses moyennes mensuelles des vents varient de 2.50 m/s à 3.05 m/s avec une moyenne annuelle de 2.75 m/s.

1.4 L'humidité :

L'humidité relative de l'air est le rapport exprimé en pourcentage de la tension de vapeur réelle à la tension de vapeur saturante à la même température. Elle est de l'ordre de 65 à 79 % en hiver et près de 35 % en été, Le mois le plus humide est le mois de décembre, par contre, le mois le plus sec est le mois de juillet.

1.5 Pluviométrie:

Les données pluviométrie sont plus ou moins régulières, assez complètes et étalées sur une période d'observation assez longue (de 1977 à 2019).

La répartition de la pluie moyenne interannuelle estimée à partir de la série d'observations de la station pluviométrique (140631) de ANRH est comme suit :

Table 1. 2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle de la précipitation.

Mois :	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moyenne annuelle :
P _{moy} (mm) :	38.78	62.7	90.9	98.8	92.5	74.71	68.4	51.	32.1	10.5	2.01	10.6	633.52

Source : ANRH.

1.5.1 Interprétation :

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (98.85 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de juillet (2.02 mm).

Conclusion :

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

Chapitre 02 : Étude Morphométrique.

Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer les principales caractéristiques morphométriques et hydrographiques de bassin versant. Ce dernier qui représente la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, d'une façon que tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval, chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux, cette limite est déterminée sur la carte topographique de tel façon que Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements qui sont indispensables pour le dimensionnement de système d'évacuation.

2 Caractéristiques du bassin versant :

2.1.1 La surface :

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

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

2.1.2 Le périmètre :

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

2.1.3 Applications :

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques ont été calculées à l'aide de la carte d'élévation numérique (modèle numérique du terrain-MNT ou **DEM**) téléchargée depuis le site officiel de L'Institut d'études géologiques des États-Unis (C'est un organisme gouvernemental américain qui se consacre aux sciences de la Terre.) "usgs.gov (Earth Explorer)" avec une résolution de 30 m, traité par la version française d'ArcGIS V 10.7.1

Description :

Le bassin d'Oued Mebouadja travers quatre wilaya est situé au Sud-Est de Annaba, il fait partie du bassin d'Annaba. Le bassin versant de l'oued Mebouadja dont les lignes de crête se situent entre 0 m et 983 m.

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

Table 2. 1 : Les résultats géométriques Extrait à l'aide d'un logiciel ArcGIS

Désignation	Symbole	Unités	BV_ouedMebouadja
Superficie	S	Km2	819.19
Périmètre	P	Km	211,582

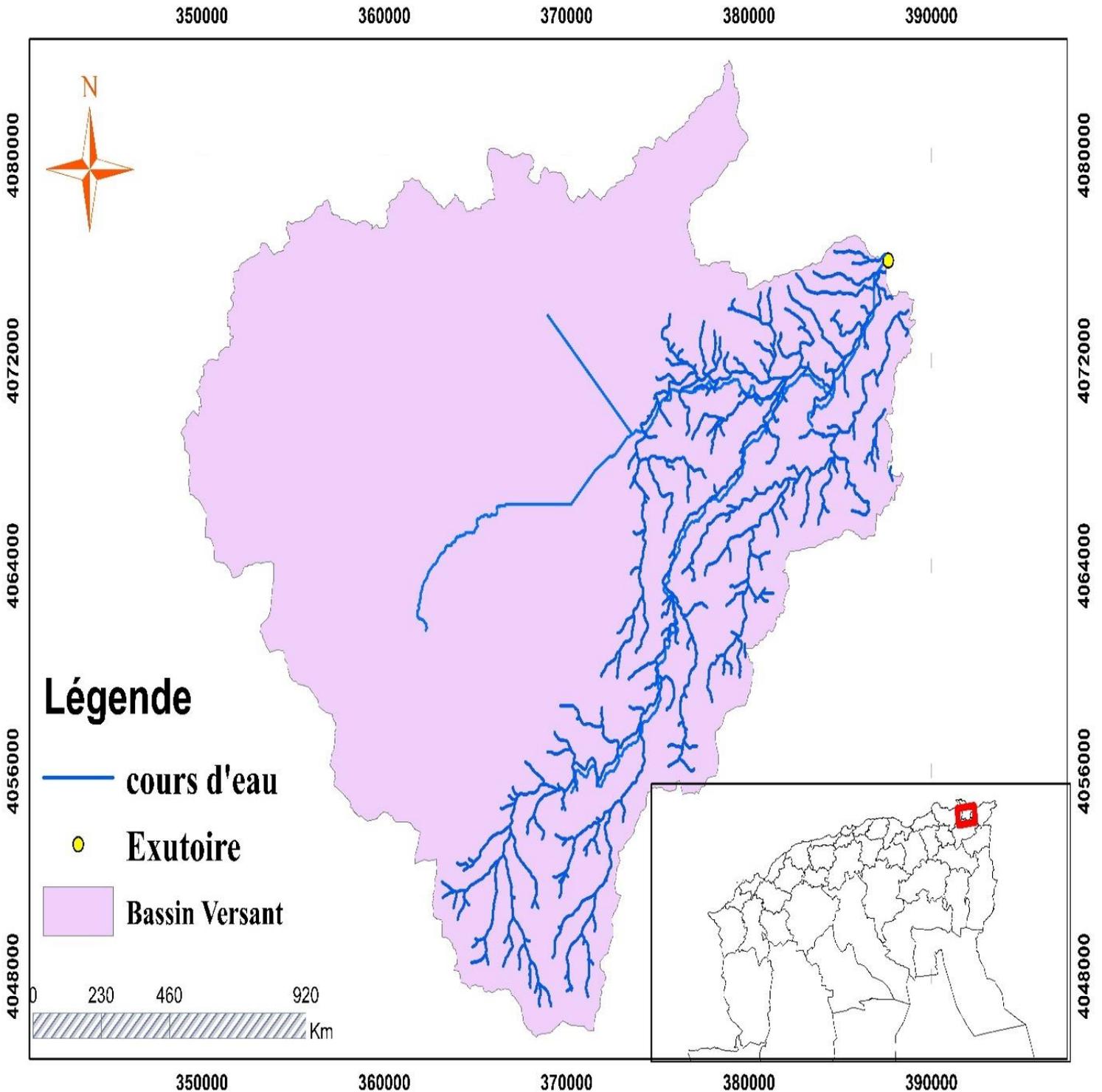


Figure 2. 1 : Carte représentative des bassins versant.

2.2 Caractéristiques de forme :

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

En revanche, les bassins en forme d'éventail (bv_1), présentant un temps de concentration plus

court (t_{c1}), auront les plus forts débits de pointe, comme le montre la figure 2.2 :

2.2.1 Indice de compacité de Gravélius K_G :

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

Soit :

$$K_G = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Où :

K_G : est l'indice de compacité de Gravélius.

A : surface du bassin versant [km^2].

P : périmètre du bassin [km].

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

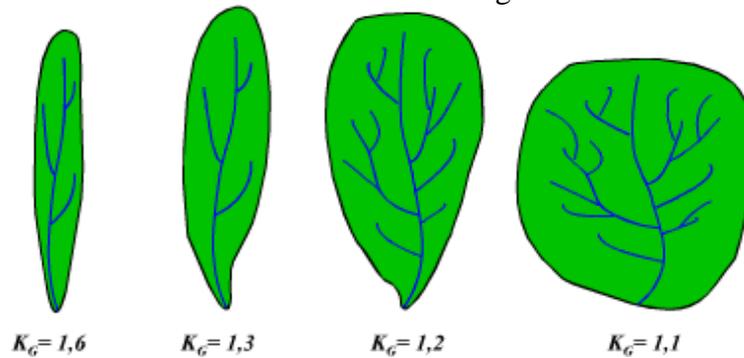


Figure 2. 2 : Exemples d'indices de compacité

2.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravélius :

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$L, l = K_G \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_G} \right)^2} \right)$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

l: Largeur du rectangle équivalent en (Km).

Application numérique :

Table 2. 2 : Paramètres morphométriques bassin versant.

Bassin versant :	Surface (Km ²) :	Périmètre (Km) :	K _G :	L (Km) :	l (Km) :	La forme
BV_oued Mebouadja	819.19	171,416	1.677	74.752	10.952	K _G >> 1 : La forme allongée .

2.4 Le Relief :

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

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

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

2.5 Répartition et courbe hypsométrique :

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

Sur courbe hypsométrique, Nous pouvons extraire :

L'altitude maximale et minimale « H_{max}, H_{min} » :

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin qui est généralement l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique.

L'altitude « H_{5%} » :

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

L'altitude médiane « H_{50%} » :

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

L'altitude « H_{95%} » :

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

- ✓ L'altitude moyenne « H_{moy} » : Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S}$$

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

Avec :

Où :

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

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

S : Surface totale du bassin versant en km².

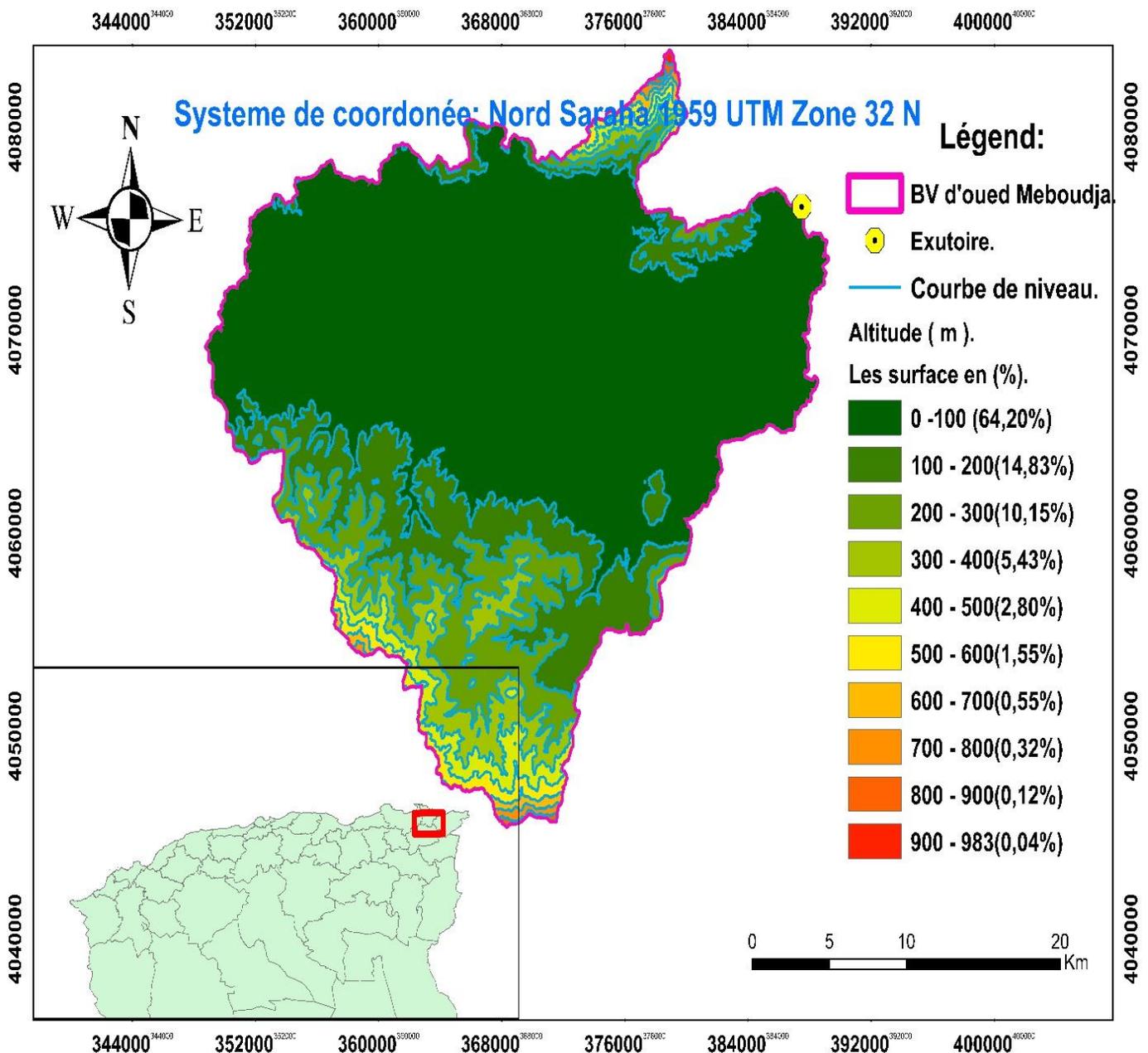


Figure 2. 3 : Carte hypsométrique.

Table 2. 3: Paramètres Hypsométriques du Bassin Versant d'Oued Mebouadja.

Classe :	Altitude (m) :	Altitude Hi (m) :	Répartition du Surface :				Si*Hi :
			Partielles		Cumulée		
			Surfaces (km ²)	Surfaces (%)	Surfaces (km ²)	Surface (%)	
10	900-983	941,5	0,284	0,05%	0,284	0,05%	267,386
9	800-900	850	0,936	0,12%	1,22	0,17%	795,6
8	700-800	750	2,66	0,32%	3,88	0,49%	1995
7	600-700	650	4,535	0,55%	8,415	1,04%	2947,75
6	500-600	550	12,698	1,55%	21,113	2,59%	6983,9
5	400-500	450	23,012	2,80%	44,125	5,39%	10355,4
4	300-400	350	44,496	5,43%	88,621	10,82%	15573,6
3	200-300	250	83,141	10,15%	171,762	20,97%	20785,3
2	100-200	150	121,466	14,83%	293,228	35,80%	18219,9
1	0-100	50	525,961	64,20%	819,189	100,00%	26298,1
Totale :			819,189	100,00%			104222

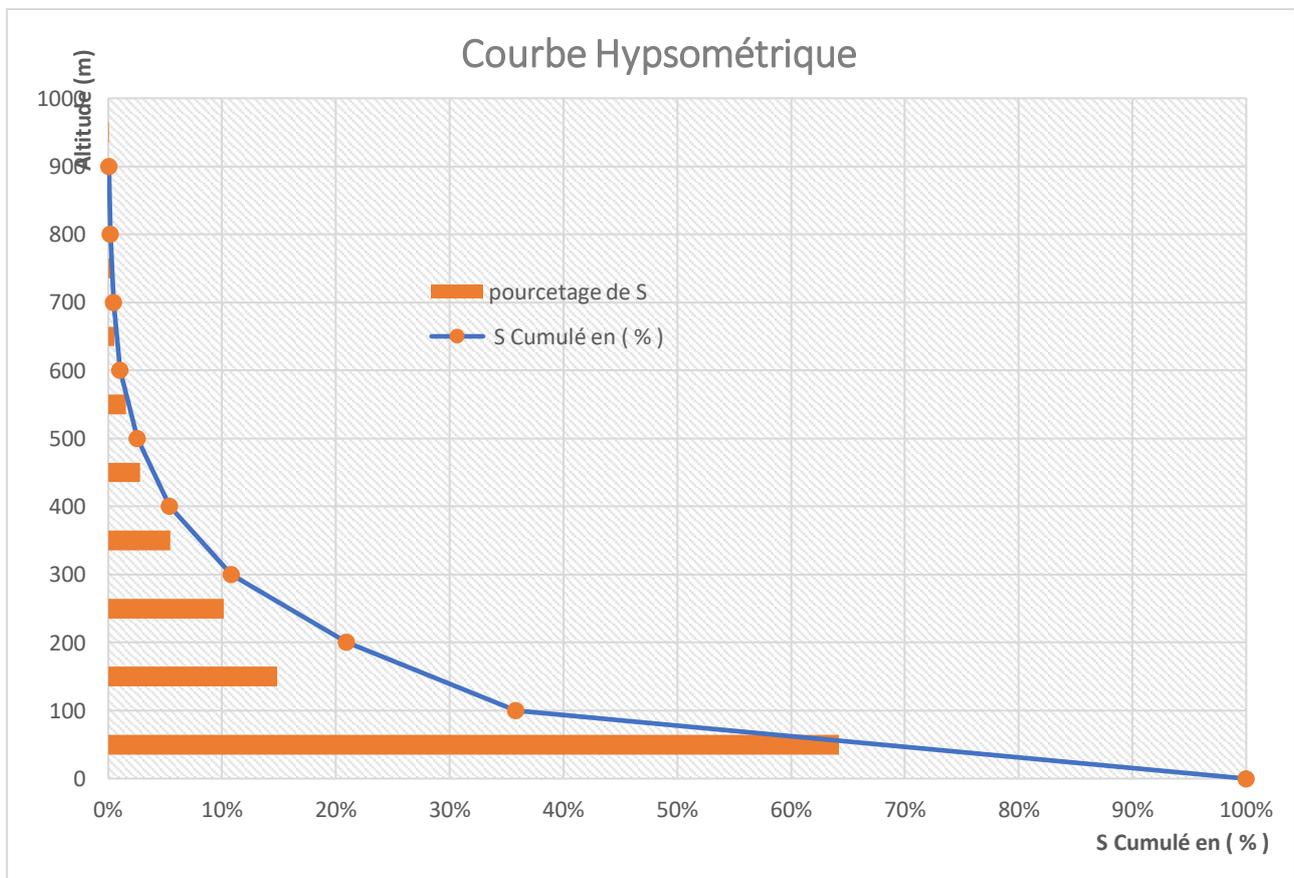


Figure 2. 4 : Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued Mebouadja.

Table 2. 4 : Le résultat des calculs des altitudes.

Bassin versant :	H_{max} (m):	H_{min} (m) :	$H_{50\%}$ (m) :	$H_{5\%}$ (m) :	$H_{95\%}$ (m) :	H_{moy} (m) :
BV_oued Mebouadja	983	0	85	430	5	127.226

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

Table 2. 5 : Longueurs correspondantes à la courbe de niveau.

Altitude (m)	longueur des courbes (km)
100	193,15
200	169,61
300	127,62
400	72,34
500	43,15
600	17,68
700	10,07
800	6,19
900	1,68
950	0,642

2.5.1 Indice de pente globale I_g :

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

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec :

D : Dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (m).

H5% et H95% : sont respectivement les altitudes correspondantes à S5%et S95%.

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

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

2.5.2 La dénivelée spécifique D_s :

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

$$D_s = I_g \times \sqrt{S}$$

Avec :

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

Si : Surface du bassin versant (Km²)

Table 2. 6 : Classification de relief.

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

2.5.3 Pente moyenne du bassin versant « I_m »

Elle est calculée par la formule suivante :

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

Avec :

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

L_i : les longueurs des courbes de niveaux d'ordre 1, 2, ...n en (m).S : superficie du bassin versant (m²).

Application numérique :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Table 2. 7 : Les résultats de calcul des indices de pente des bassins versant et son type de Relief.

Bassin versant	I _g (m/km) :	D _s (m) :	I _m :	Relief
S_BV_oued Mebouadja	5.69	162.856	0,1684	100 < D _s < 250 Alors : Relief assez fort.

2.6 Les caractéristiques du Réseau d'écoulement :

2.6.1 Le réseau hydrographique

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

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

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

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

2.6.2 Densité de drainage « D_d »

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

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

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

S : surface du bassin versant en (Km²).

2.6.3 Le cours d'eau principal :

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

2.6.4 La pente moyenne du cours d'eau principale I_{CP} :

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

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{L_{cp}}$$

Avec :

H : dénivellation maximale de la rivière (km).

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

Table 2. 8 : Pente moyenne du cours d'eau principale I_{CP}

Bassin versant :	BV_oued Meboudja
Longueur du thalweg principal (km) :	50.45
Pente du thalweg principal (%) :	0.2366%

2.7 Tempe de concentration du bassin versant « T_c » :

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

2.7.1 Giandotti (1937) :

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

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²].

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

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

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

2.7.2 La formule de Kiprich :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = 0.19395 \left(\frac{L_{cp}}{\sqrt{I_{cp}}} \right)^{0.77}$$

Où :

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

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

2.7.2.1 Formule de SOGREAH – ANRH :

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

$$T_c = 3 \left(\frac{S * L_{cp}}{(10 * I_{cp})^{1.5}} \right)^{0.25}$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [km²]

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

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

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

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = \left(\frac{0.87L_{cp}^3}{H} \right)^{0.385}$$

Où :

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

H : Différence entre les points extrêmes du talweg.

Application numérique :

Table 2. 9 : Le temps de concentration pour chaque méthode.

Bassin versant	Giandotti :	La formule de Kiprich :	Formule de SOGREAH - ANRH :	Formule de S.C.S :	Moyenne :
BV_oued Mebouadja :	21.074	40.728	30.968	17.106	27.469

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

2.8 Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c}$$

Où :

L : Longueur de talweg principal en [m].

T_c : temps de concentration en [s].

Table 2. 10 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.

Désignation		Symbole	Unités	BV_Mebouadja
Superficie :		S	Km ²	819.19
Périmètre :		P	Km	171,416
Longueur du thalweg principal :		L	Km	50.45
Indice de compacité :		K_G :	Km/km	1.677
Rectangle équivalent :	Longueur :	L	Km	74.752
	Largeur :	l	Km	10.952
Altitude :	Maximal	H_{max}	m	983
	Moyenne	H_{moy}	m	127.226
	Médiane	$H_{50\%}$	m	85
	Minimale	H_{min}	m	0
Indice de pente globale :		I_g	m /km	5.69
Dénivelée spécifique :		D_S	m	162.856
Pente moyenne de BV :		I_m	%	16.84%
Densité de drainage :		D_d	km /km ²	0.0464
Pente du thalweg principal :		I_{CP}	%	0.2366%
Temps de concentration :		T_C	Heure	30.968
Vitesse de ruissellement :		V	m /s	0.453

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les principales caractéristiques morpho-métriques et hydrographiques de bassin versant. On peut dire que notre bassin versant est allongé, assez forts reliefs, lignes de crête qui varient entre 0 m et 983 m, une forte pente de 16.84%, une Pente moyenne de cour d'eau principale de 0.2366 %, temps de concentration moyenne de 30.968 heures , une forte densité de 3.47/km.

Chapitre 0 3 : Étude hydrologique.

Introduction

L'hydrologie c'est la science qui traite de la présence et de la répartition des eaux sur terre, avec leurs propriétés physique, chimiques et biologiques, et de leurs interactions avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport solide, et de la pollution de l'eau. En effet, les inquiétudes croissantes sur la pollution des eaux de surface et des eaux souterraines, les pluies acides, il est primordial de passer par un calcul hydrologique d'où l'objectif de ce chapitre.

3 Les précipitations.

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

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

3.1 Etude des précipitations :

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

3.1.1 Stations pluviométriques :

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

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

Table 3. 1 : Les Coordonnées des stations pluviométriques autour bassin versant d'oued Mebouadja

Nom de station :	Code	Coordonnées			Années	Source
		X (Km E)	Y (Km N)	Z(m)		
Pont Bouchet	140631	949,976	4028,26	6	34	ANRH

3.1.2 Détection des erreurs et correction des données :

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

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

Table 3. 2 : les précipitations mensuelles de la station Pont Bouche

années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel	P _{max} journalier
1977	13,4	15,8	92,5	23,8	100,7	73,9	30,5	64,8	35	7,1	0	0	457,5	48,9
1978	6	80,7	93,3	21,1	56,8	72	88,7	132,8	10,1	21,9	0,5	5,3	589,2	57,7
1979	71	29,9	115	21,7	62,3	22,4	70,8	81,3	45,9	0	0	0	520,3	34
1980	36	50,3	66,5	141,2	67,1	60,3	49,2	40,9	8,8	0	0	8,9	529,2	36
1981	12,7	26	36,7	146	94,6	131,7	104,5	70,2	33,3	2,5	0	7,2	665,4	38,4
1982	8,4	160,3	150,5	99,6	17,8	4	66,4	3,6	10,7	4,9	0	0	526,2	114,6
1983	125,4	60,3	125,1	62,6	193,5	151,6	50,6	37,6	9,5	5,3	0,9	2,2	824,6	114,6
1984	31,3	234,3	45,1	232,3	79,4	34,6	155,4	43,7	44,1	0	0	0	900,2	83,7
1985	37	19	30,7	50,1	97,8	59,3	81,2	36,1	3,6	16,8	0,4	1,7	433,7	28,8
1986	13,1	66,1	99,8	148,4	97,7	117,6	86,9	37	61,2	0,5	6,6	2,5	737,4	23,6
1987	22,2	34,5	60,9	10,2	67,9	57,7	36,4	15,8	29,5	30,3	0,7	0	366,1	26,2
1988	82,5	2,5	54,8	106,4	28,4	57,1	24,3	78	25,6	10,4	1,7	16,1	487,8	47,4
1989	19,1	68,4	61,3	100,5	146,1	1,9	22,7	27,1	25,9	12,5	0	4	489,5	54
1990	3	28	116,3	175,4	75,5	66,8	109,6	26,5	7	40,7	0	4,8	653,6	45
1991	44,9	91,8	46,2	20	67,8	101,2	54,1	88,9	79,1	17,1	11,6	0,2	622,9	58
1992	5,6	25,6	169,5	155,5	57,3	38,6	58,2	58,2	58,2	3,9	0	1,5	632,1	71
1993	27,9	54,2	11,1	113,8	86	98,8	5,8	64,7	20,5	6	0	0	488,8	32,8
1994	26,8	42,8	17,3	114,8	150,2	17,7	80,5	22,2	8,2	29,4	0	21,8	531,7	32,8
1995	61,4	14,3	47,7	77,7	74,8	221,2	58,9	87,6	58,1	13,3	2,3	9,5	726,8	43
1996	24	40,4	45,4	69,5	74,8	23,5	30,3	33,7	6,9	31,9	0	9,1	389,5	34,4
1997	47,8	78,8	163	128,8	85,3	55,4	25,6	63,5	56,6	0	0	43,8	748,6	47,2
1998	63,5	45,7	194	49,7	136,4	61,5	36,1	41,8	42,5	4,5	9,3	2,3	687,3	60
1999	13,5	22,3	95,1	119,2	33,2	25	17,8	18,4	112,7	5,6	0	7,7	470,5	82,8
2000	24,9	79,4	40,5	108,4	108	68,3	14,3	46,9	23,1	0	3,2	4,4	521,4	28,7
2001	42,2	3,8	62,1	70,6	25,4	35,4	27,4	55,2	20	0	14,2	55,2	411,5	39
2002	18,8	84,8	242,4	141,5	196,5	88,3	32,5	109,3	19,1	0	0	0,4	933,6	101
2003	49,7	27,3	21,4	165,3	101,4	18,2	65,7	86,8	68,3	35,4	0,6	2,6	642,7	38,7
2004	58,6	15,5	187,4	166	130,6	159	51,5	142,2	7,6	7,3	1,1	13,5	940,3	82,9
2005	17,2	15,2	55	158,1	127,2	62,1	42,3	10,2	22,8	1,2	2,6	35,2	549,1	61,8
2006	23	28,3	39,3	143,9	35,4	72,2	195,9	35,4	12,8	62,3	1,2	2,2	651,9	62,1
2007	40,9	119,4	89,5	123,6	15	10,4	127	19	31,9	2,9	7,4	0	587	53,7
2008	69,9	43,6	49,2	91,2	228,8	89,6	75,4	120,5	79,5	0	1	21,4	870,1	63,3
2009	167,5	61	68,7	85,2	108,1	65,6	54,2	32,4	42,9	20,5	0	1,5	707,6	77,4
2010	29,4	118,6	173,5	50,1	52,3	107,3	99,9	69,6	62,2	6,3	6	1,2	776,4	68,1
2011	11,2	169,5	84,8	96,4	37,9	219,4	58,9	60,9	3,3	0,4	0,3	16,8	759,8	101,5
2012	31,9	75,4	34,1	79,6	134,2	132,7	58,3	48,8	15,2	0	0	38,6	648,8	32
2013	43,8	21,6	215,1	57,9	76,1	22,4	159,7	18,6	16	6,4	0	0	637,6	67,3
2014	39,4	70,2	32,2	229,5	116,7	215,9	89,5	0	26,8	2,5	0	9,9	832,6	62,7
2015	44,2	89,6	140,2	8,4	97,6	44	95,1	35,9	23,9	4,5	1,3	0,5	585,2	28,5
2016	46,1	41,7	77,9	24,6	121,6	102,2	10,1	32	0,1	19	4,1	0	479,4	35,3
2017	8,3	72,3	168,6	105	22,8	85,5	67,3	13,6	44,3	4,9	0	79	671,6	61
2018	28,3	207,1	69,2	24	260,6	59,2	176,4	24,1	63,4	0	1,2	25,1	938,6	133,1
2019	76,1	60,6	123,5	133,1	31,7	1,2	96,8	62,4	5,7	16,6	8	1,7	617,4	60,7

3.1.3 Vérification de l’homogénéité de la série

La vérification de l’homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l’ajustement. L’homogénéisation des données est une analyse statistique de l’information aidant à une prise de décision conséquente.

Elle consiste en:

- ✓ La détection des anomalies dans les séries hydrologiques et en chercher la cause.
- ✓ La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées.

On vérifie l’homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- Classer l’échantillon par ordre décroissant.
- Déterminer la médiane Me.
- Remplacer la série des valeurs non classées par un signe (-) ou un signe (+).

Table 3. 3 : les étapes d’homogénéisation de la série.

N °	série non classe	signe	série classe	N °	série non classe	signe	série classe
1	-457,5	-	366,1	23	-470,5	-	637,6
2	-589,2	-	389,5	24	-521,4	-	642,7
3	-520,3	-	411,5	25	-411,5	-	648,8
4	-529,2	-	433,7	26	+933,6	+	651,9
5	+665,4	+	457,5	27	+642,7	+	653,6
6	-526,2	-	470,5	28	+940,3	+	665,4
7	+824,6	+	479,4	29	-549,1	-	671,6
8	+900,2	+	487,8	30	+651,9	+	687,3
9	-433,7	-	488,8	31	-587	-	707,6
10	+737,4	+	489,5	32	+870,1	+	726,8
11	-366,1	-	520,3	33	+707,6	+	737,4
12	-487,8	-	521,4	34	+776,4	+	748,6
13	-489,5	-	526,2	35	+759,8	+	759,8
14	+653,6	+	529,2	36	+648,8	+	776,4
15	-622,9	-	531,7	37	+637,6	+	824,6
16	+632,1	+	549,1	38	+832,6	+	832,6
17	-488,8	-	585,2	39	-585,2	-	870,1
18	-531,7	-	587	40	-479,4	-	900,2
19	+726,8	+	589,2	41	+671,6	+	933,6
20	-389,5	-	617,4	42	+938,6	+	938,6
21	+748,6	+	622,9	43	-617,4	-	940,3
22	+687,3	+	632,1				

3.1.4 Statistique de test:

Puisque la taille de la série est 43 années a une valeur impaire donc la médiane est la valeur qui correspond au rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire la valeur du rang 22.

On conclu que la médiane : $Me=632,1$

$$\begin{cases} N_{OBS} > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \\ T_{OBS} < 3,3(\log N + 1) \end{cases} \quad (III.01)$$

N : la taille de l'échantillon dans notre cas $N= 43$.

U : variable réduit de gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$.

α : Erreur de premier espace =5%.

$U_{1-\alpha/2}=1,96$ (à l'aide de la table de gauss).

N_{OBS} : Nombre total de séquence (+) (les valeurs supérieures à la médiane) et séquences (-) (les valeurs inférieures a la médiane dans la série non classe.

T_s : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

On vérifier les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivant :

On obtient que : $N_{OBS}=22$ et $T_{OBS}=7$

$N_{the}=15.499$ et $T_{the}=8.69$

On vérifier les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivant :

$$N_{OBS} > N_{the} \text{ et } T_{OBS} < T_{the}$$

Les deux conditions est vérifier donc on peut dire que la série est homogène

Les précipitations maximales journalières sont étudiés afin d'en déterminer les pluies de courte durée pour une probabilité P%.

Les caractéristiques empiriques de la série sont :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (III.02)$$

Avec :

n : nombre d'année d'observation, $n = 43$.

Le résultat obtenu pour notre étude est : 57,52791

L'écart type :

$$\sigma_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n} \quad (III.02)$$

Le résultat obtenu pour notre étude est 26.40

Le coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{x}} \quad (III.02)$$

Le résultat obtenu pour notre étude est : 0.4588

Exposant climatique selon l'agence nationale de ressources hydriques $b=0.4$

3.2 Estimation de la pluie max journalière :

3.2.1 Valeurs extrême et lois de probabilités :

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

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

3.2.2 Application de quelques lois statistiques aux séries hydrologiques

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

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

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

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

3.2.3 Critères de choix d'une loi :

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

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

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

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

3.2.4 Intervalle de confiance :

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

3.3 Ajustement des séries pluviométriques :

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

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

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

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

3.3.1 Loi doublement exponentiel ou loi de Gumbel :

Généralisation:

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{a}}}$$

Avec :

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

a, X_0 : coefficients d'ajustement :

X_0 : est le paramètre de position (mode).

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

Posons la variable réduite suivante :

$$y = \frac{X - X_0}{a}$$

La distribution s'écrit alors comme suit :

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

Table 3. 4 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

Période de retour (T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Min:	Max:
1000.0	0.9990	187.8	23.27	142,2	233,4
200.0	0.9950	154.7	18.04	119,3	190
100.0	0.9900	140.3	15.80	109,4	171,3
50.0	0.9800	126.0	13.56	99,39	152,6
25	0,96	111,5	11,33	89,28	133,7
20.0	0.9500	106.8	10.62	85,98	127,6
10.0	0.9000	91.98	8.404	75,5	108,5
5.0	0.8000	76.53	6.222	64,33	88,73

Table 3. 5 : résultats du test d'adéquation de Khi2.

X ² (khi2)	p- value	Degré de liberté	Nombre de classe
7.44	0.2819	6	8

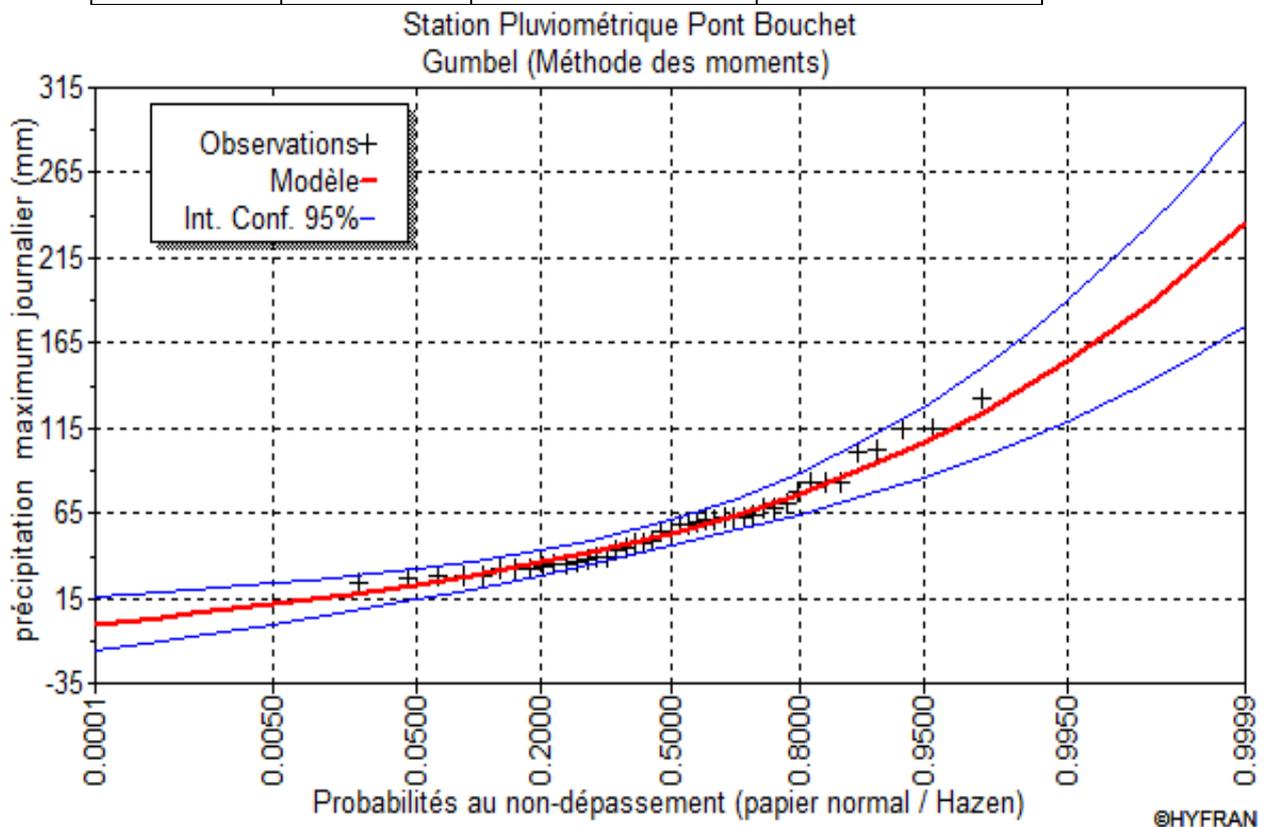


Figure 3. 1: Ajustement de pluie maximum journalière à la loi de Gumbel

3.3.1 **Loi log normale ou loi de Galton :**

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2}$$

La variable réduite u est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

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

Remarque :

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

$$x_{p\%} = \pm u_{1-\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{2n}} \sqrt{2 + u_{p\%}^2}$$

Où :

n : est la taille de l'échantillon.

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

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

Les résultats d'ajustement sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Table 3 6 : résultats d'ajustement à la loi de Galton :

Période de retour (T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Min	Max
1000	0,999	203,3	33,05	138,5	268,1
200.0	0.9950	162.2	22.78	117,5	206,8
100.0	0.9900	145.3	18.91	108,3	182,4
50.0	0.9800	128.9	15.36	98,83	159
25	0,96	112,9	12,12	89,1	136,6
20.0	0.9500	107.7	11.15	85,88	129,6
10.0	0.9000	91.83	8.348	75,47	108,2
5.0	0.8000	75.68	5.918	64,08	87,29

Table 3. 7 : résultats du test d'adéquation de Khi2.

X ² (khi2)	p- value	Degré de liberté	Nombre de classe	μ	δ
5.35	0.4999	6	8	3.95689	0.439321

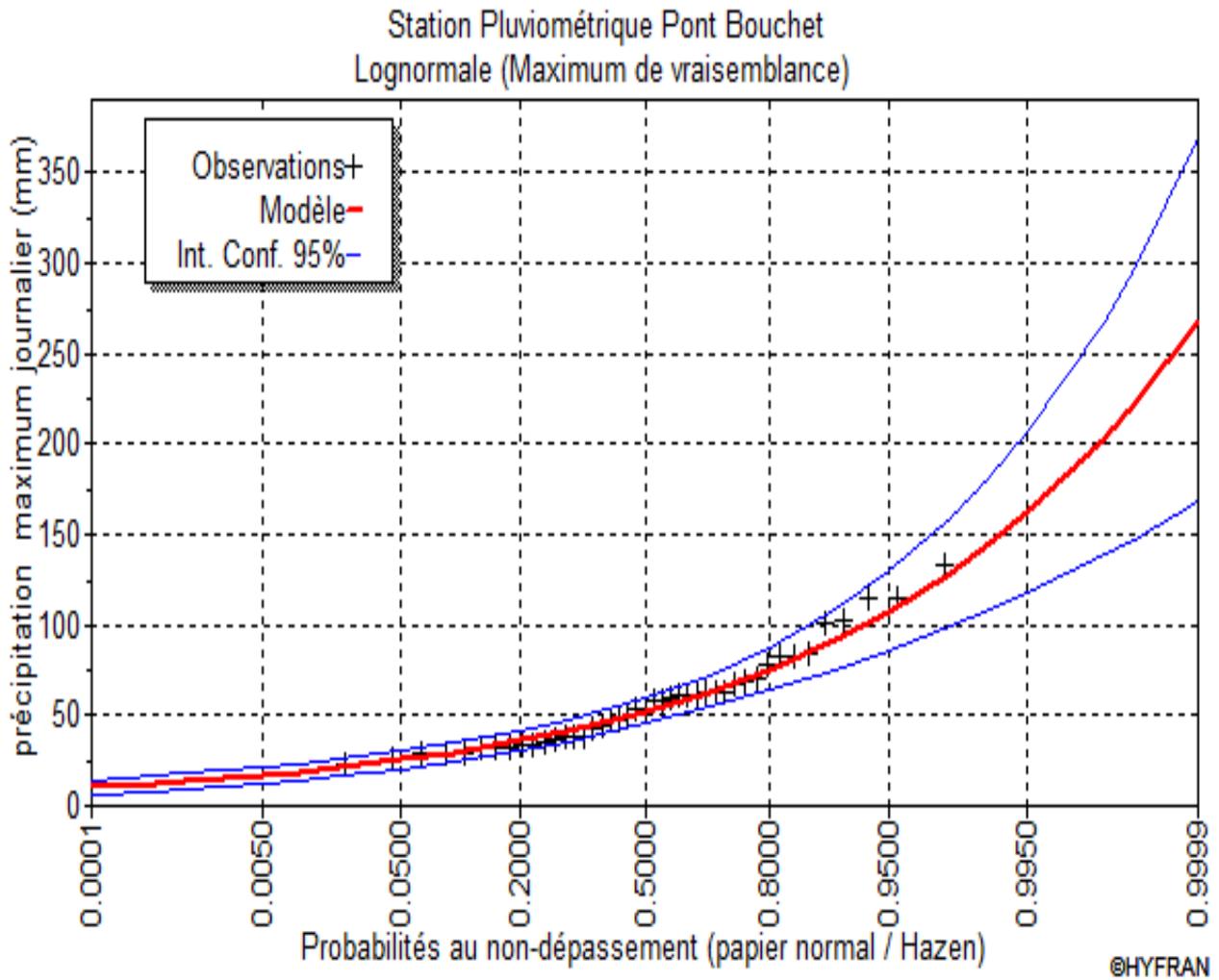


Figure 3. 2 : Ajustement de pluie maximum journalière à la loi de Galton.

3.4 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

3.4.1 Graphique :

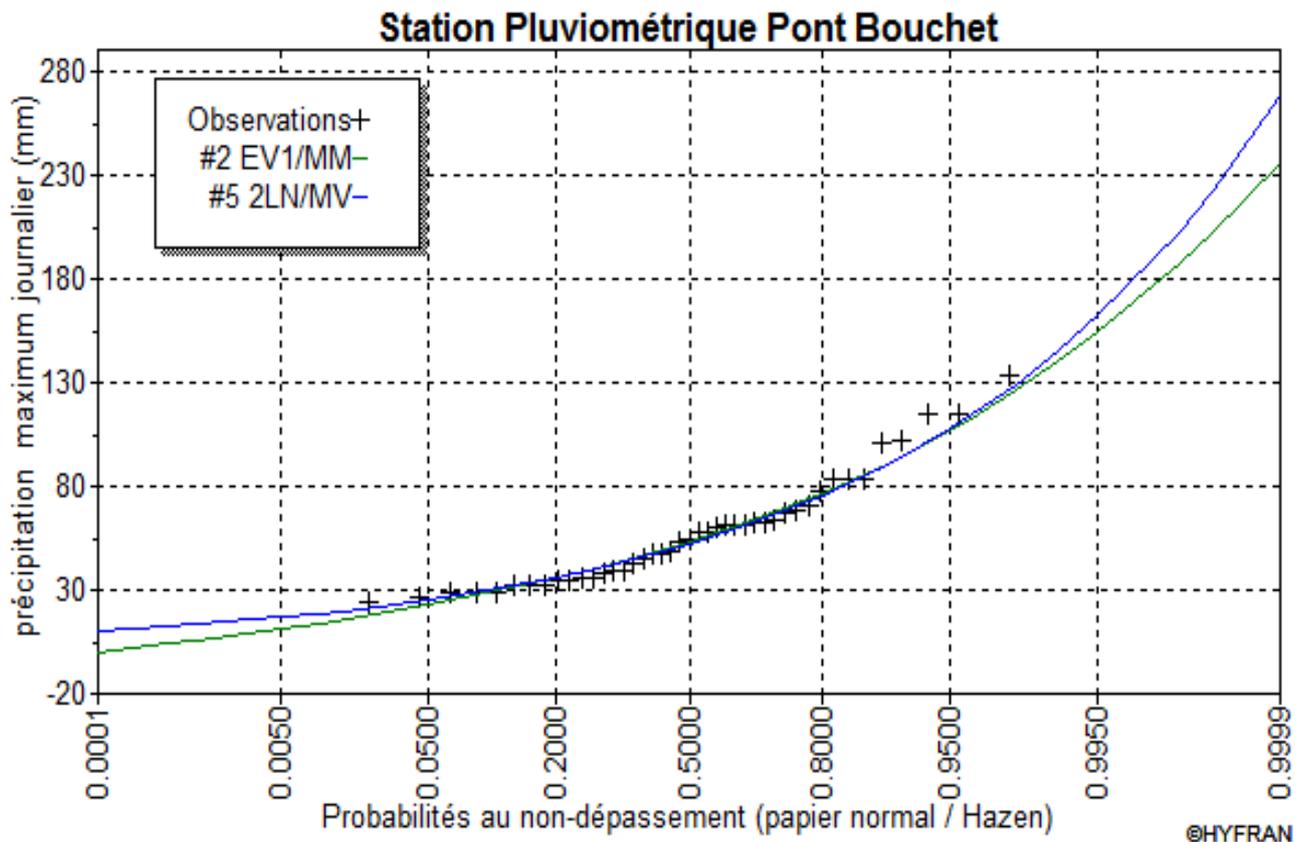


Figure 3. 3 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

Une comparaison graphique permet de choisir la loi la plus adéquate entre les deux lois d'ajustement, on remarque que la majorité des points passent par la droite de régression.

3.4.2 2. Test de khi2

Pour la loi de Gumbel : $X^2_{\text{calculé}} = 7.16$

Pour la loi de Galton : $X^2_{\text{calculé}} = 4.9$.

La valeur théorique : $X^2_{\text{théorique}} = 9.488$.

X^2 théorique est obtenue sur la table de Pearson (annexe 1) qui donne la probabilité $\alpha_{p\%}$ pour

que X^2 égale ou dépasse une valeur $\alpha_{p\%}$ donnée en fonction de nombre de degré de liberté. Le $X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$ donc l'ajustement des lois est mieux pour une probabilité $1 - \alpha_{p\%}$ soit égale à 95%.

Remarque

On constate que les droites d'ajustement sont en corrélation par rapporte aux nuages des points expérimentaux ; on opte pour la loi de Galton.

3.5 Pluie de courte durée

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

$$P_{\max.t.T} = P_{\max.T} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

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

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

t : Durée de la pluie en (h).

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

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

$$I_{\max.t.T} = \frac{P_{\max.t.T}}{t} = \frac{\Delta P}{\Delta t}$$

Avec :

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

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

t : durée du pluie (mm/h).

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

Table 3. 8 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période de retour :	10 ans		20 ans		25 ans		50 ans		100 ans		1000 ans	
<i>P_{j,max}</i> :	91,83		107,7		112,9		128,9		145,3		203,3	
Temps (h)	<i>P_{max,t,T}</i> (mm) :	<i>I_{max,t,T}</i> (m/h) :										
0,083(5 mn)	16,792	201,590	19,695	236,429	20,645	247,844	23,571	282,968	26,570	318,971	37,176	446,295
0,167(10 mn)	20,678	124,041	24,251	145,478	25,422	152,502	29,025	174,114	32,718	196,267	45,778	274,612
0,25(15 mn)	23,351	93,404	27,386	109,545	28,709	114,835	32,777	131,109	36,947	147,790	51,696	206,784
0,5(30 mn)	28,748	57,497	33,717	67,433	35,344	70,689	40,353	80,707	45,488	90,975	63,645	127,290
1	35,393	35,393	41,510	41,510	43,514	43,514	49,681	49,681	56,002	56,002	78,356	78,356
2	43,574	21,787	51,105	25,552	53,572	26,786	61,164	30,582	68,946	34,473	96,468	48,234
3	49,210	16,403	57,715	19,238	60,502	20,167	69,076	23,025	77,864	25,955	108,946	36,315
4	53,646	13,412	62,917	15,729	65,955	16,489	75,302	18,826	84,883	21,221	118,766	29,691
5	57,360	11,472	67,273	13,455	70,522	14,104	80,516	16,103	90,760	18,152	126,989	25,398
6	60,585	10,098	71,056	11,843	74,486	12,414	85,042	14,174	95,862	15,977	134,128	22,355
7	63,453	9,065	74,419	10,631	78,012	11,145	89,067	12,724	100,400	14,343	140,476	20,068
8	66,046	8,256	77,460	9,683	81,200	10,150	92,708	11,588	104,503	13,063	146,218	18,277
9	68,422	7,602	80,246	8,916	84,121	9,347	96,042	10,671	108,262	12,029	151,477	16,831
10	70,619	7,062	82,823	8,282	86,822	8,682	99,126	9,913	111,738	11,174	156,341	15,634
11	72,667	6,606	85,226	7,748	89,340	8,122	102,002	9,273	114,979	10,453	160,876	14,625
12	74,589	6,216	87,480	7,290	91,703	7,642	104,699	8,725	118,020	9,835	165,131	13,761
13	76,402	5,877	89,606	6,893	93,932	7,226	107,244	8,250	120,889	9,299	169,144	13,011
14	78,120	5,580	91,620	6,544	96,044	6,860	109,655	7,832	123,606	8,829	172,947	12,353
15	79,753	5,367	93,536	6,295	98,052	6,599	111,948	7,534	126,191	8,492	176,564	11,882
16	81,312	5,317	95,365	6,236	99,969	6,537	114,137	7,463	128,658	8,413	180,016	11,771
17	82,805	5,082	97,115	5,960	101,804	6,248	116,232	7,134	131,020	8,041	183,320	11,251
18	84,237	4,871	98,795	5,713	103,565	5,988	118,242	6,837	133,286	7,707	186,490	10,784
19	85,614	4,506	100,410	5,285	105,258	5,540	120,175	6,325	135,465	7,130	189,540	9,976
20	86,942	4,347	101,967	5,098	106,891	5,345	122,039	6,102	137,566	6,878	192,479	9,624
21	88,224	4,201	103,471	4,927	108,467	5,165	123,838	5,897	139,594	6,647	195,317	9,301
22	89,464	4,067	104,925	4,769	109,991	5,000	125,579	5,708	141,556	6,434	198,062	9,003
23	90,665	3,942	106,334	4,623	111,468	4,846	127,265	5,533	143,457	6,237	200,721	8,727
24	91,830	3,826	107,700	4,488	112,900	4,704	128,900	5,371	145,300	6,054	203,300	8,471

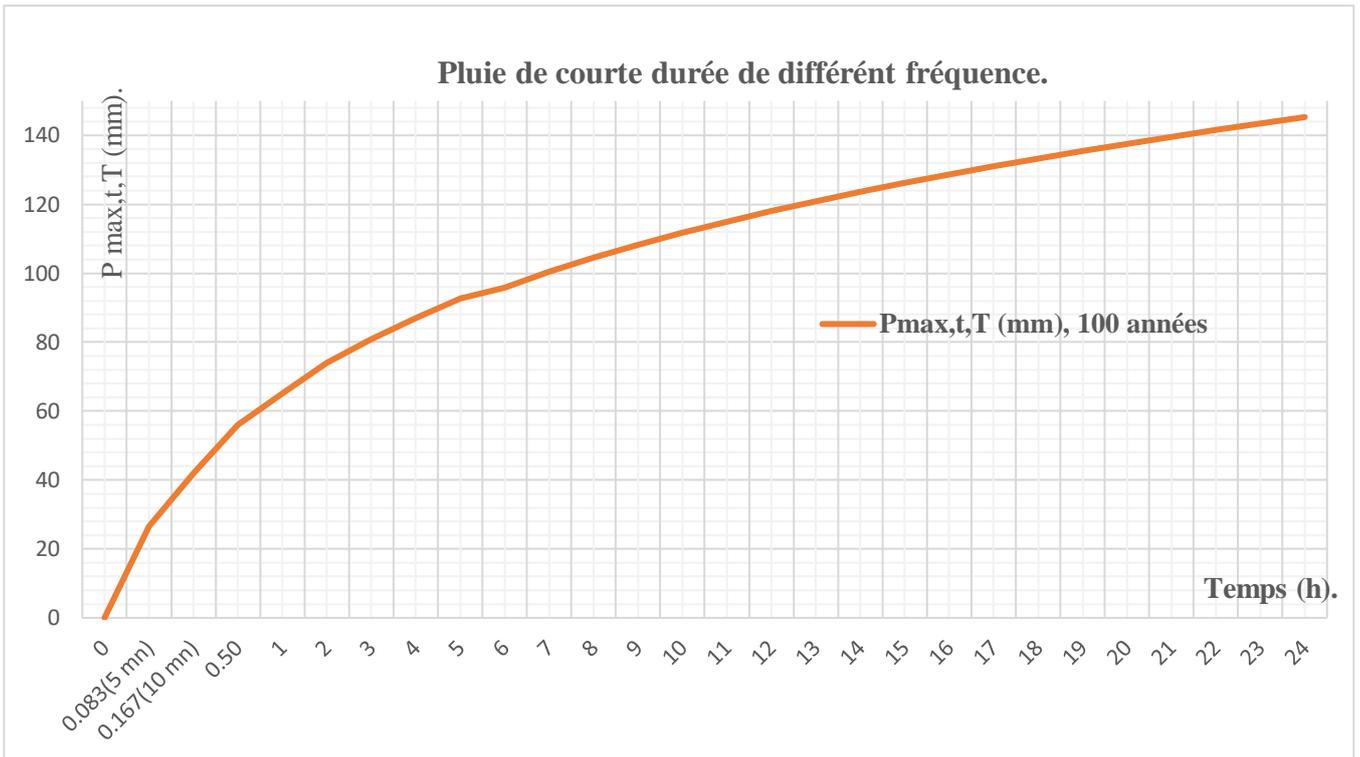


Figure 3. 4 : Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences

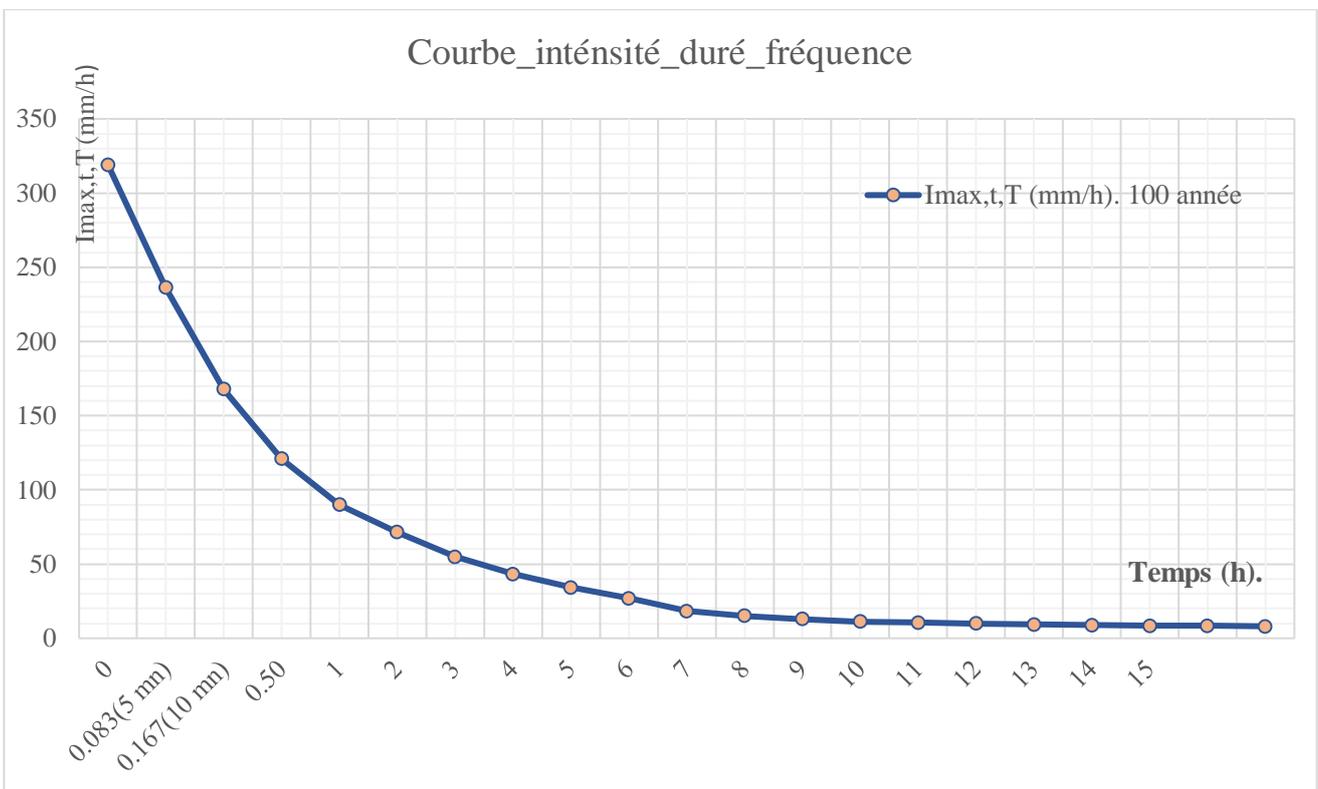


Figure 3. 5 : Courbe Intensité –Durée –Fréquence.

3.6 Etude Apport liquide

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

3.6.1 Formule de Chaumont:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = P_{\text{moy}} C_r$$

$$C_r = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2})$$

Avec :

S_v : surface du bassin versant (en Km^2).

P_{moy} : précipitation moyenne annuelle (mm), $P_{\text{moy}} = 633.523$ mm

C_r : coefficient de ruissellement.

L_e : lame d'eau écoulée en (mm).

3.6.1 Formule de Coutagne :

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = (0.16 - 0.00145\sqrt{S})P_{\text{moy}}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (en Km^2).

P : précipitation moyenne annuelle (mm),

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

3.6.2 Formule de l'A.N.R.H :

$$A_0 = 0.915 \cdot P_{\text{moy}}^{2.684} \cdot S^{0.842}$$

Avec :

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

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

3.6.3 Formule de Medinger :

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 1024(P_{\text{moy}} - 0.26)^2$$

Avec :

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

S : Surface du bassin versant en [km^2].

L_e : lame d'eau écoulée en (mm).

Table 3 9 : Résultats de calcul de d'apport liquide pour bassin versant d'oued Mebouadja.

Formule	P moy (mm)	Surface (Km ²)	Le (mm)	A (Mm ³)
Chaumont	633.523	819.19	380.1138	311.385
Coutagne			75.072	61.498
de l'A.N.R.H				6.817
Medinger			142.878	117.036

3.7 Etude des caractéristiques de l'écoulement :

3.7.1 Module de l'écoulement :

$$Me = A_0 / T$$

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel (l).

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

3.7.2 Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = Me / S$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

3.7.3 lame d'eau écoulée :

$$L e = A_0/S$$

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel (l).

S : Superficie du bassin (Km²).

3.7.4 Coefficient de l'écoulement :

$$Ce = Le / P_{moy}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

Application numérique :

Voici les résultats des calculs exprimés dans le tableau suivant :

Table 3 10 : Les caractéristiques de l'écoulement.

Bassin versant :	Me (l/s)	M0 (l/s.km ²)	Le (mm)	Ce (%)
BV_oued Mebouadja :	37111.872	45.303	142.868	22.551%

3.7.5 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 :

3.7.5.1 Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = a - 0,063 \log(S + 1)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log(M_0)$$

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

3.7.5.2 Formule de L'ANTONOV :

Avec :
$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$$

S : Superficie du bassin en (km²).

3.7.5.3 Formule Algérienne :

$$C_v = 0.93 \frac{K}{M_0^{0.23}}$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66.

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

3.7.5.4 . Formule de Kristekly-Menkel :

Avec :
$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}}$$

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

Application numérique :

Table 3 11 : Calcul du coefficient de variation.

Bassin versant :	Kristekly- Menkel :	Sokolovsky		L'ANTONOV :	Algérienne:	Moyenne :
		a	C _v :			
BV_ouedMebouadja :	0.198	0.3	0.116	0.338	0.255	0.226

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.

3.8 Etude des crues :

L'étude de crue revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimation ou surestimation

compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son enivrement, entraînant des évaluations importantes quant à sa coût qui lui-même lié à sa période de retour.

3.8.1 Détermination des débits maximums fréquents :

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

3.8.2 Formule empirique pour le calcul du débit maximum probable :

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

3.8.2.1 Méthode fréquentielle TAIBI-ANRH :

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

$$Q_{pT} = Q_p \cdot e^{0.95 \cdot u}$$

Avec :

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

U : Variable réduite de Gauss.

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

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

$$Q_p = 0.000781 \cdot S^{0.688} \cdot P^{1.275}$$

Où :

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

S : Surface du bassin versant en Km².

3.8.2.2 Formule de Mallet-Gauthier :

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

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

Avec :

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

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

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

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

T : Période de retour (ans).

3.8.2.3 Formule de Giandotti :

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

2004) :

$$Q_{\max.P\%} = \frac{C \cdot Sh_{tc.P\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5L}$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (km²).

L : Longueur du talweg principal (km).

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

H_{min} Altitudes minimales (en m).

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

C : Coefficient topographique varient entre 66 et 166.

3.8.2.4 Formule de SKOLOVSKY :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max.P\%} = 0.28 \frac{(X_{P\%.Tc} - H_0) \cdot \alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{T_c}$$

Avec :

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

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

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

S : Superficie du bassin [Km²].

f : coefficient de forme de crue.

Tc : temps de concentration[h].

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

Pour:

$S \leq 50$ km² on a $\gamma = 2$.

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

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

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

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{X_{Tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{Tc}} + \sqrt{H_0}}$$

Avec :

X_{Tc} : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H_0 : perte d'eau initiale.

Table 3 12 : Récapitulatif des débits maximums de crue des bassins versant par les différentes formules précédentes.

Bassin versant :	Période de retour	Fréquentielle TAIBI-ANRH	Mallet-Gauthier	Giandotti	SKOLOVSKY :	Moyenne
Oued Mebouadja:	10	976.416	529.845	434.684	386.802	581.936
	20	976.416	665.335	509.807	482.24	658.449
	25	1024.206	703.406	534.422	514.105	694.034
	50	1086.417	810.380	610.159	612.369	779.831
	100	1162.460	904.816	687.789	717.887	865.988
	1000	1929.439	1164.759	962.336	1098.9	1572.605

3.9 Hydrogrammes de crues

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue, chacune a sa propre équation.

- Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{max,p\%} * \left(\frac{t}{T_m}\right)^n$$

- Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{max,p\%} * \left(\frac{T_b - t}{T_d}\right)^m$$

Où :

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

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

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

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

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

T_d : Temps de la décrue en (heures).

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

$m = 3$ Pour la décrue.

Avec :

$$T_m = T_c$$

$$T_d = \delta * T_m$$

Où :

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

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Et :

$$T_b = T_m + T_d = (1 + \delta) * T_c$$

Table 3 13 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables :	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales :	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues :	4,0 – 7,0

On le prend égale à :

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

Table 3 14 : Valeurs des débits de crue évacuée (m3/s) en fonction du temps.

Bassin versant d'oued Mebouadja :						
Temps (h)	période de retour :					
	10 ans	20 ans	25 ans	50 ans	100 ans	1000 ans
0	0	0	0	0	0	0
5	69,00	75,22	83,20	92,28	92,28	133,62
10	276,02	300,89	332,80	369,10	369,10	534,47
15	621,04	677,00	748,81	830,49	830,49	1202,57
19	996,42	1086,21	1201,42	1332,47	1332,47	1929,45
25	713,72	778,03	860,56	954,42	1068,68	1382,03
30	523,71	570,90	631,46	700,33	784,17	1014,10
35	370,82	404,24	447,12	495,89	555,25	718,06
40	251,03	273,65	302,68	335,69	375,88	486,09
45	160,29	174,73	193,27	214,35	240,01	310,38
50	94,57	103,09	114,02	126,46	141,60	183,12
55	49,83	54,32	60,08	66,63	74,61	96,49
60	22,04	24,02	26,57	29,47	33,00	42,67
65	7,16	7,81	8,63	9,58	10,72	13,87
70	1,16	1,27	1,40	1,55	1,74	2,25
76	0	0	0	0	0	0

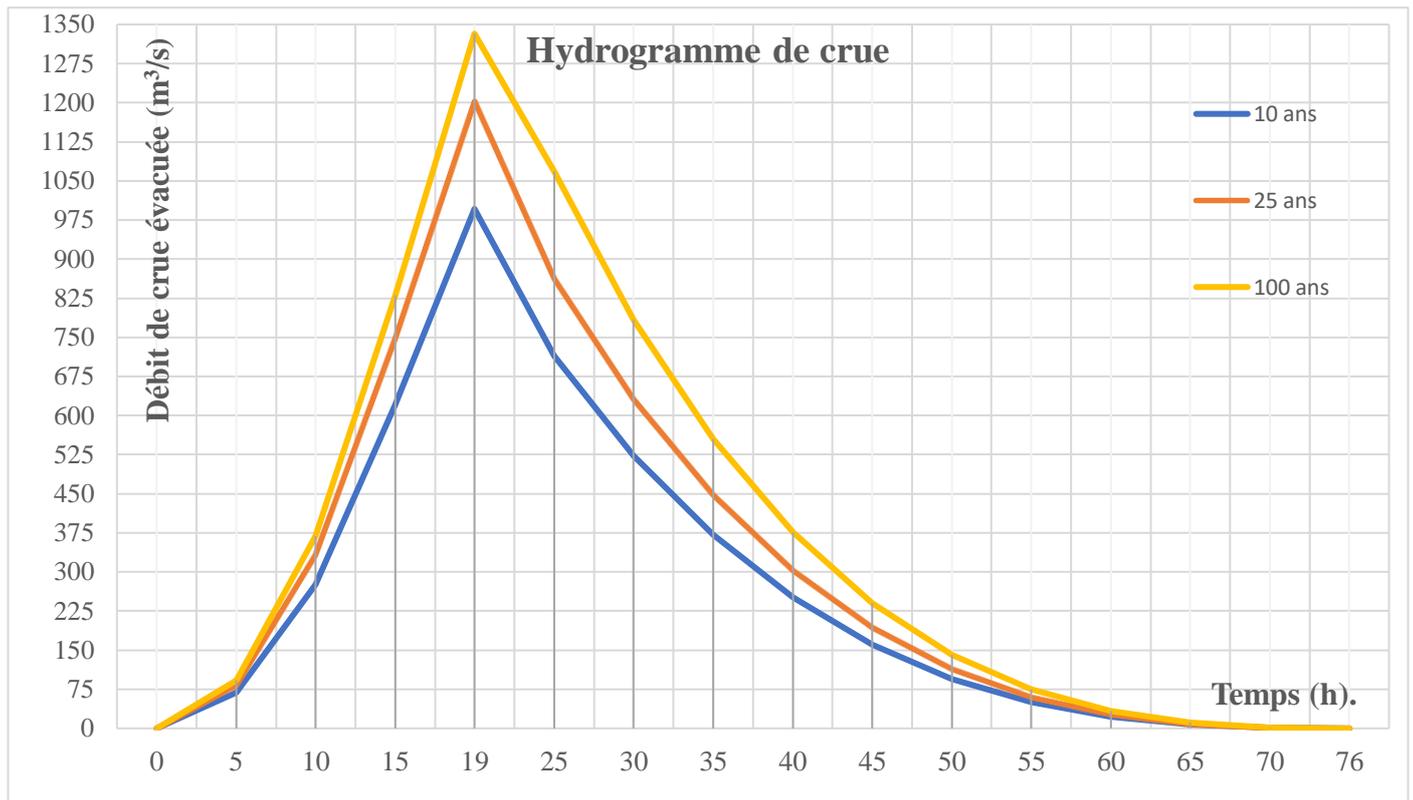


Figure 3. 6 : Hydrogrammes de crues probables BV d’oued Mebouadja

3.9.1 Choix de la crue de projet :

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

Table 3 15 : Crue de projet recommandé.

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

A partir de ce tableau, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc, pour un débit qui vaut $Q = 804.83 \text{ m}^3/\text{s}$, on prendre $Q = 804.83 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.9.2 Etude des apports solides :

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 :

3.9.2.1 Méthode de TIXERONT : (Touaibia, 2001)

$$T_a = a * L_e^{0.15} * S$$

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 :

Table 3 16 : Estimation du coefficient de perméabilité. B.V à perméabilité élevée.

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

Pour notre cas en prend α=350.

3.9.2.2 Méthode d'estimation au Nord Algérien

$$D_s = 328.62 * Q^{-0.234} - 0.234 * S^{-0.197}$$

Avec :

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

Q: Débit maximum (m³/s).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Table 3 17 : Apport solide du bassin par les deux méthodes.

Formule	Résultat (T/Km ² /an)
TIXERONT	214137.60
Nord Algérien	60.884

3.9.1 Conclusion :

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

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

Introduction

Avant chaque étude d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape la plus importante ce qui veut dire l'étude des écoulements dans les canaux artificiel et nature à surface libre ou en charge. Dans ce chapitre on va étudier l'écoulement des eaux dans l'oued à aménager.

4 Généralisation sur l'hydraulique fluviale.

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

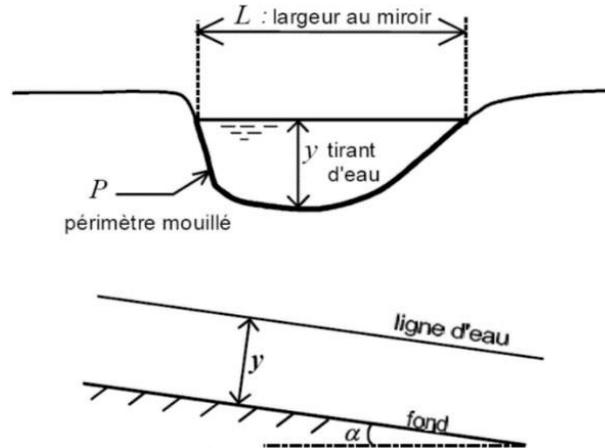


Figure 4. 1 : Écoulement à surface libre..

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

4.1 Les canaux :

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

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

On distingue deux catégories de canaux :

4.1.1 Les canaux naturels :

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

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

4.1.2 Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage et de protection) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts).

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières.

L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

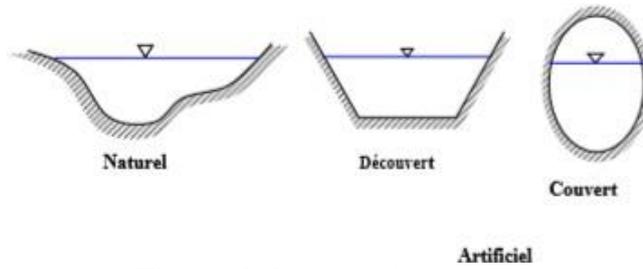


Figure 4. 2 : Type des canaux.

4.2 Géométrie des canaux :

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

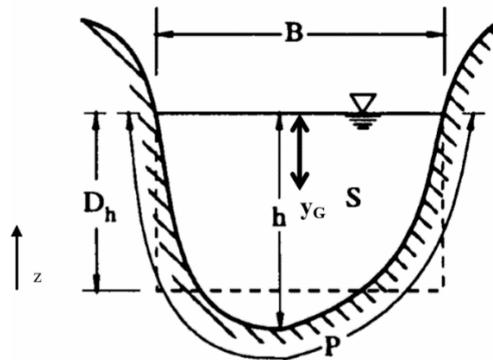


Figure 4. 3 : Éléments géométriques de la section.

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

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

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

Il est souvent choisi comme longueur de référence.

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

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

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

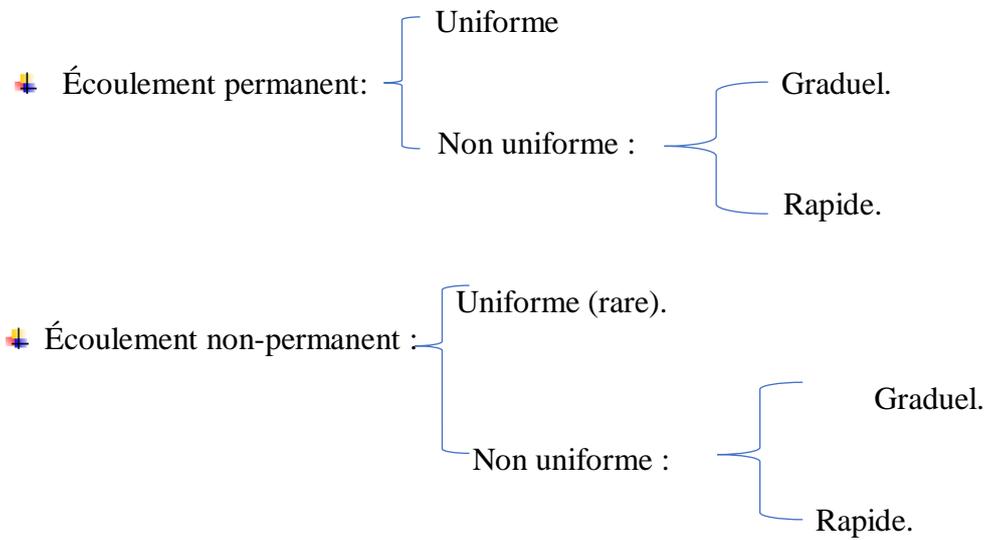
4.3 Les écoulements dans les canaux :

4.3.1 Type des écoulements :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur

hydraulique et la vitesse, par rapport au temps et à espace.

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



4.3.1.1 Ecoulement uniforme et non uniforme :

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

$$\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial D_h}{\partial x} = 0$$

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

4.3.1.2 Ecoulement permanent et non permanent :

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

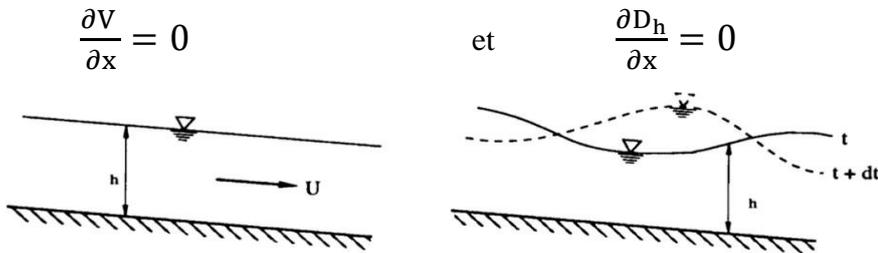


Figure 4. 4 : Schéma des écoulements permanents et non permanents.

4.3.2 Régime d'écoulement :

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

- Forces d'inertie.

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

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

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

$$\frac{\rho g}{\frac{\rho U_c^2}{L_c}} = \frac{gL_c}{U_c^2} = F_r^{-2} \quad \text{et} \quad Fr = \frac{U_c}{\sqrt{gL_c}}$$

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

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

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

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

$$\frac{\mu U_c / L_c^2}{\rho U_c^2 / L_c} = \frac{\nu}{U_c L_c} = Re^{-1} \quad \text{et} \quad Re = \frac{U_c L_c}{\nu}$$

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

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

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

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

4.3.3 Conséquence :

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

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

4.3.4 Modélisation hydraulique :

4.3.4.1 Présentation du logiciel HEC-RAS :

Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux tout

en prenant en compte des phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique. (U.S. Army Corps of Engineers 2010a,b).

4.3.4.2 Les équations mises en jeu :

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

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

4.3.4.3 Etapes de simulation HEC-RAS :

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

4.3.4.4 Modélisation de la rivière (données géométriques) :

Un MNT ou TIN une meilleure représentation comme un fond topographique pour les modèles hydrauliques, la modélisation de l'oued doit être précédée par la modélisation du terrain.

Nous créons un TIN à l'aide du logiciel ArcGIS afin de visualiser l'écoulement sur RAS MAPPER, déterminer la carte de profondeur, carte de vitesse ... etc.

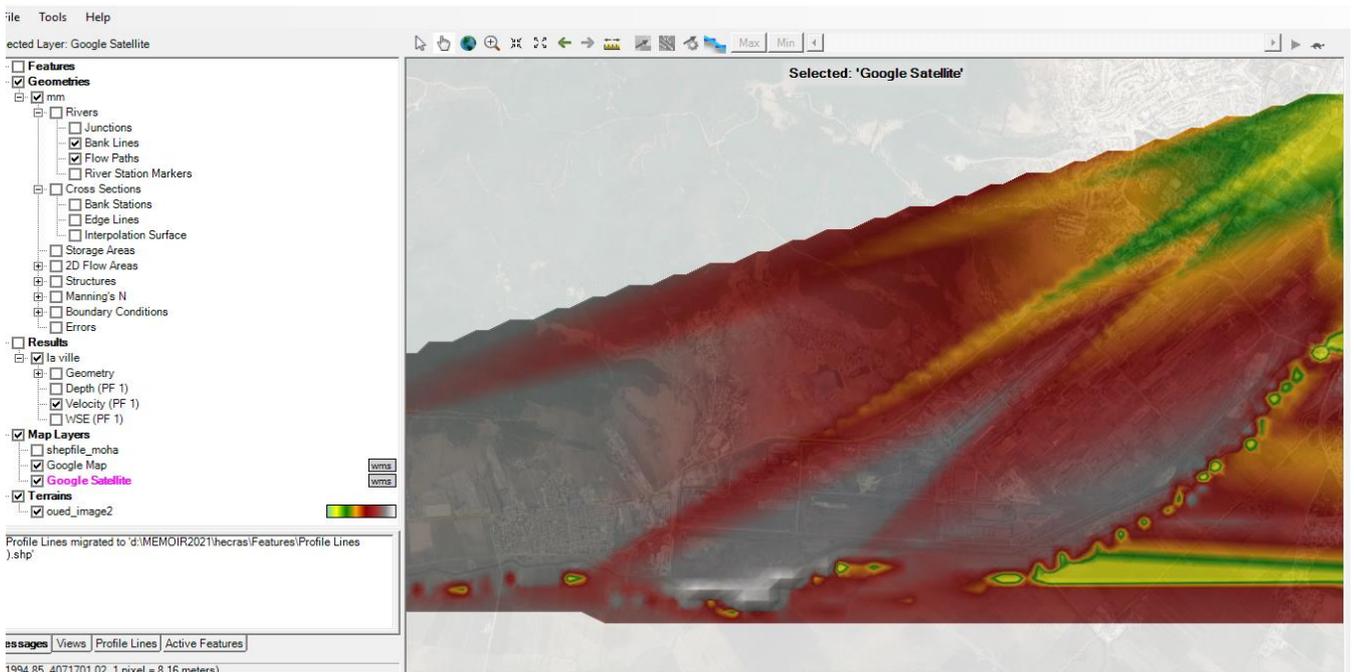


Figure 4. 5 : Introduction du fichier terrain dans RAS Mapper.

Après la réussite de l'importation, nous traçons l'axe de l'oued, le lit mineur ainsi que le lit majeur ainsi que les sections en travers.

Les sections transversales tirées à partir du RAS MAPPER sont représentées dans la figure Figure 4.8

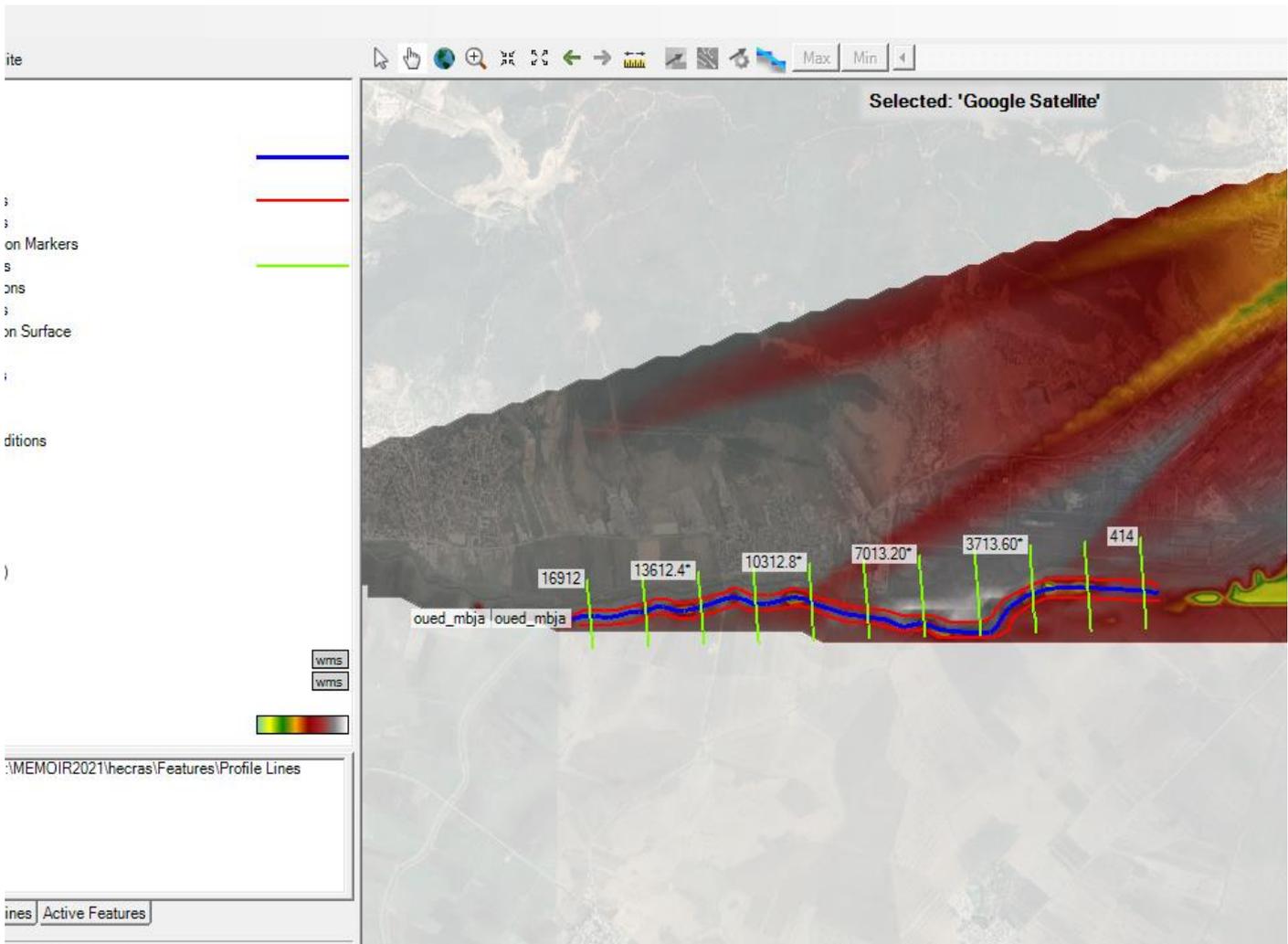


Figure 4. 6 : Définition du tracé de l’oued Mebouadja et des sections en travers de l’oued.

4.3.4.5 Données hydrométriques et conditions aux limites :

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

Vue l’absence des informations (courbe débit hauteur), nous devons choisir un régime d’écoulement (sous-critique, sur-critique et un régime mixte), à partir du régime on établira les conditions au limite en amont ou aval ou ont prendront les deux.

Je prendre un régime mixte donc on à condition au limite en amont et aval.

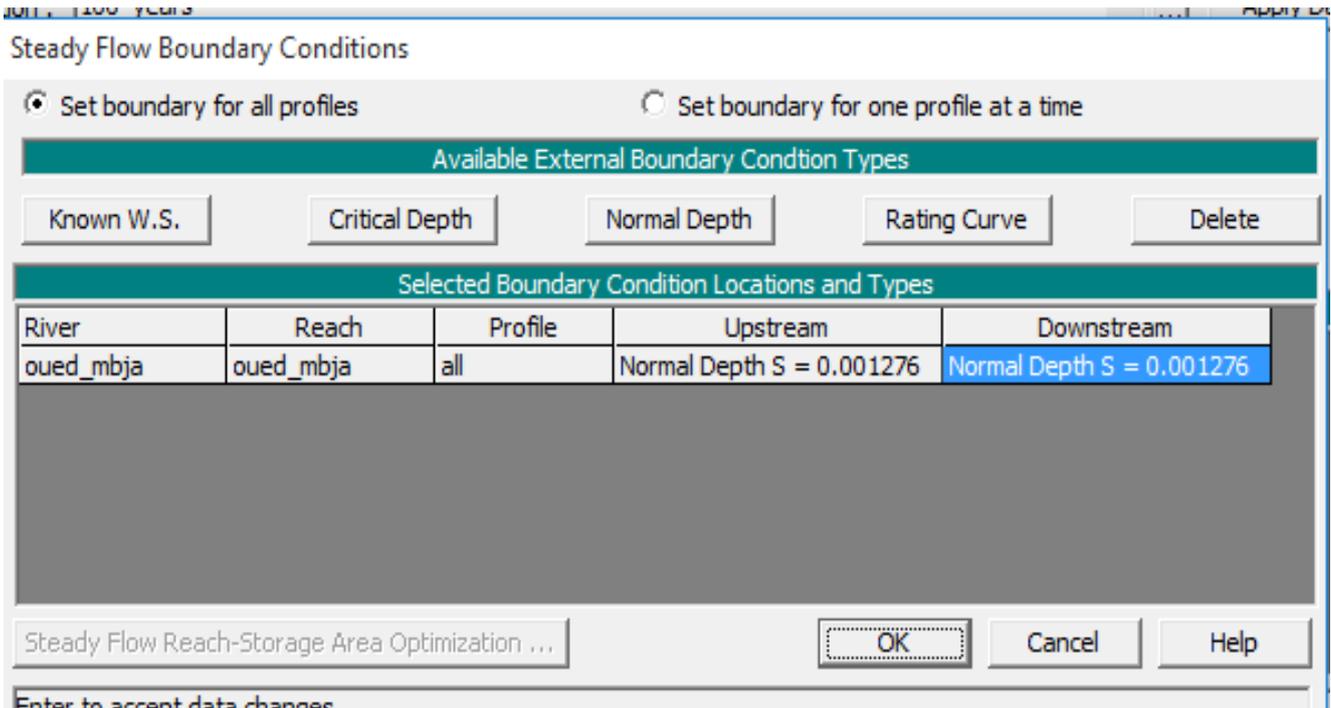


Figure 4. 7 : Introduction des conditions aux limite (S=pente).

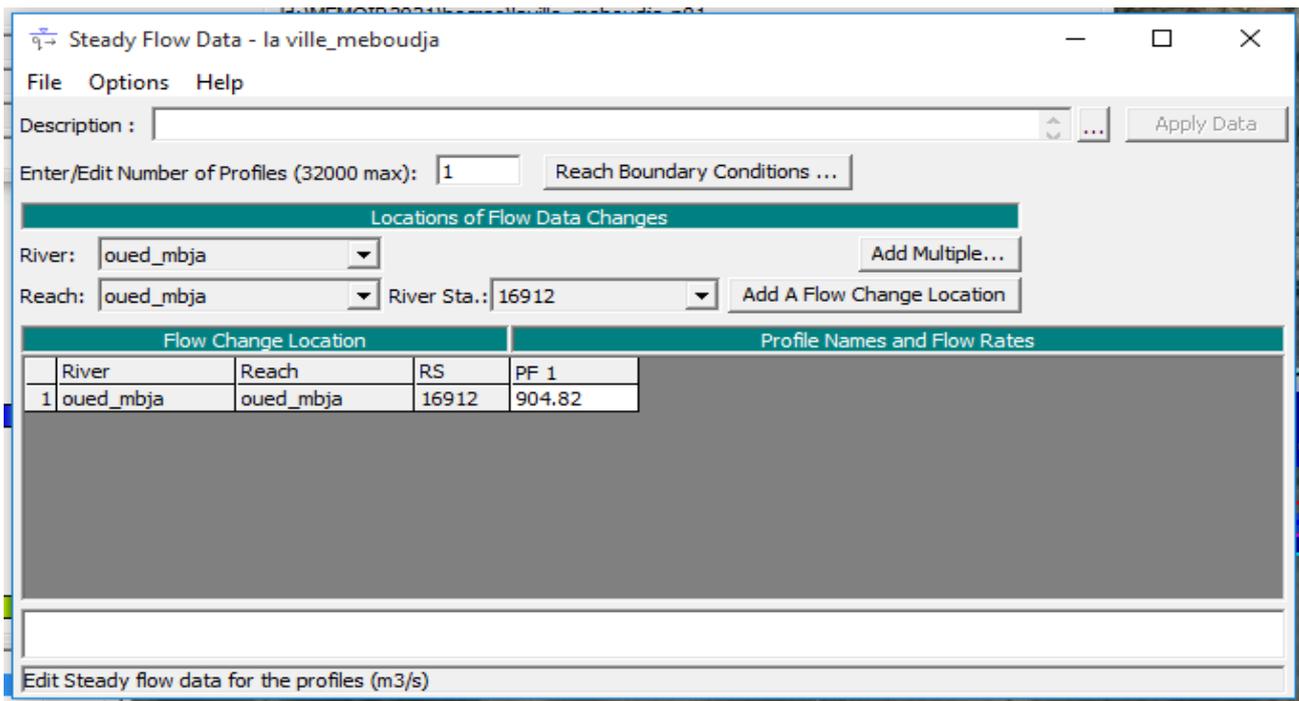


Figure 4. 8 : Introduction du débit correspondant à 100 ans.

4.4 Simulation :

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

1. Le débit centennal calculé dans la partie hydrologique qui est de 904.82m³/s ;
2. La profondeur normale qui est égale à 0.00127 ;

4.4.1 Le choix de coefficient de frottement (coefficient de Maning) :

Le frottement au fond du lit est caractérisé par un coefficient de rugosité n (coefficient de Maning inversé du coefficient de Strickler $k_s = \frac{1}{n}$

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

Table 4. 1 : Coefficient de Strickler pour divers types de canaux.

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

4.4.2 Résultat de la simulation :

Le plan du cour d'eau en trois dimensions et le profil en long du modèle géométrique sont présentés sur les figures si dessous :

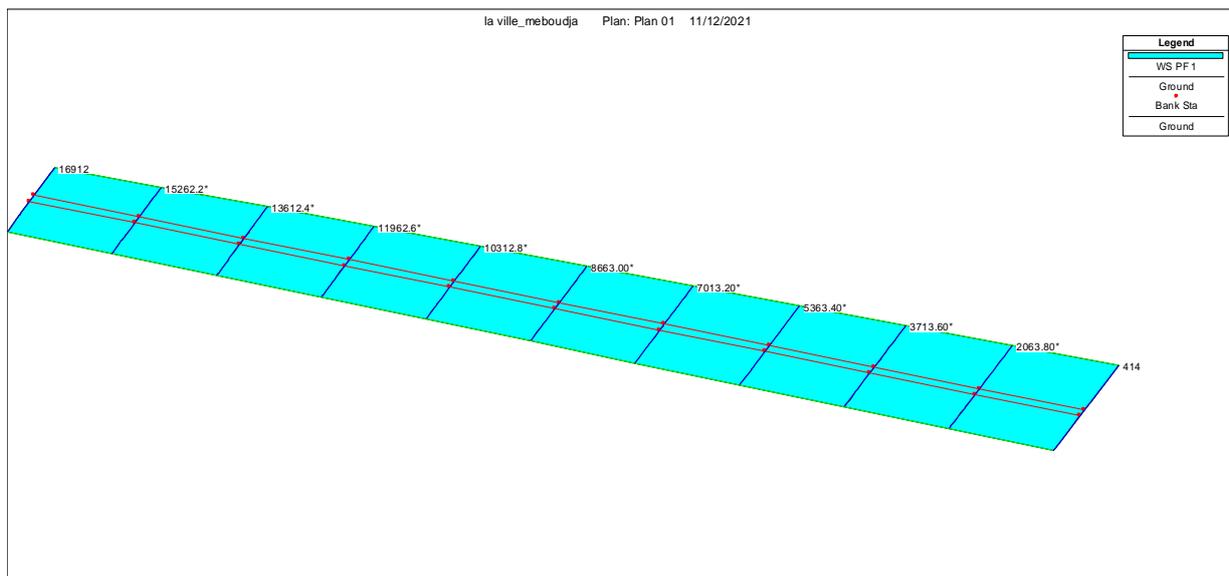


Figure 4. 9 : Vue en Plan en 3D de l'Oued Mebouadja, après la simulation.

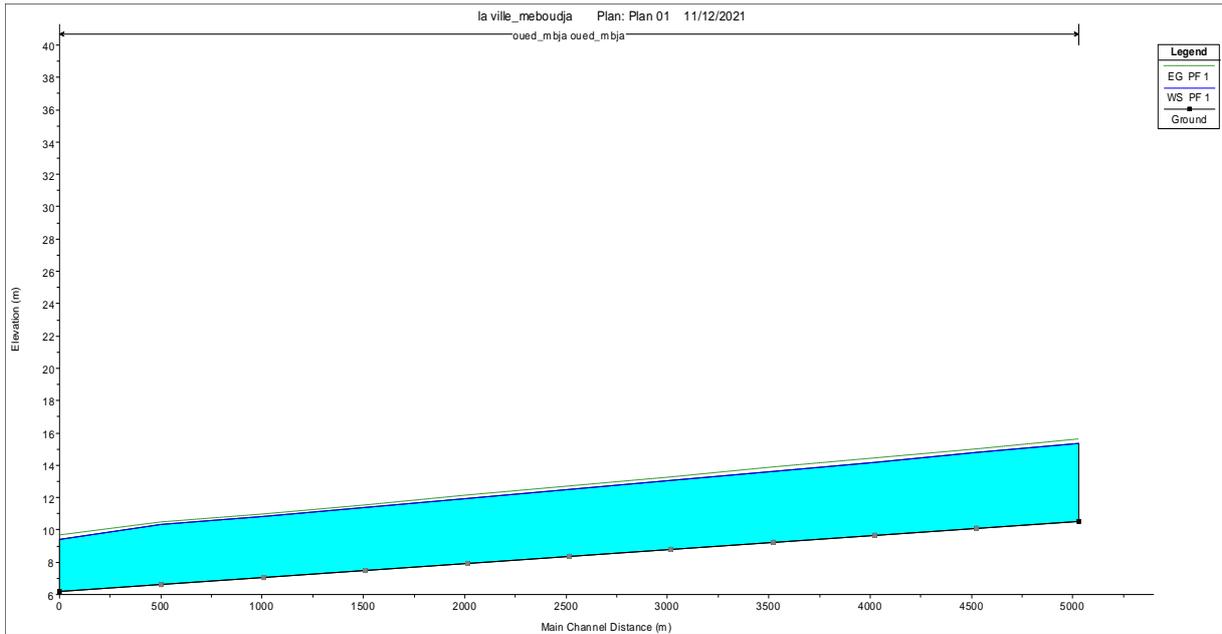
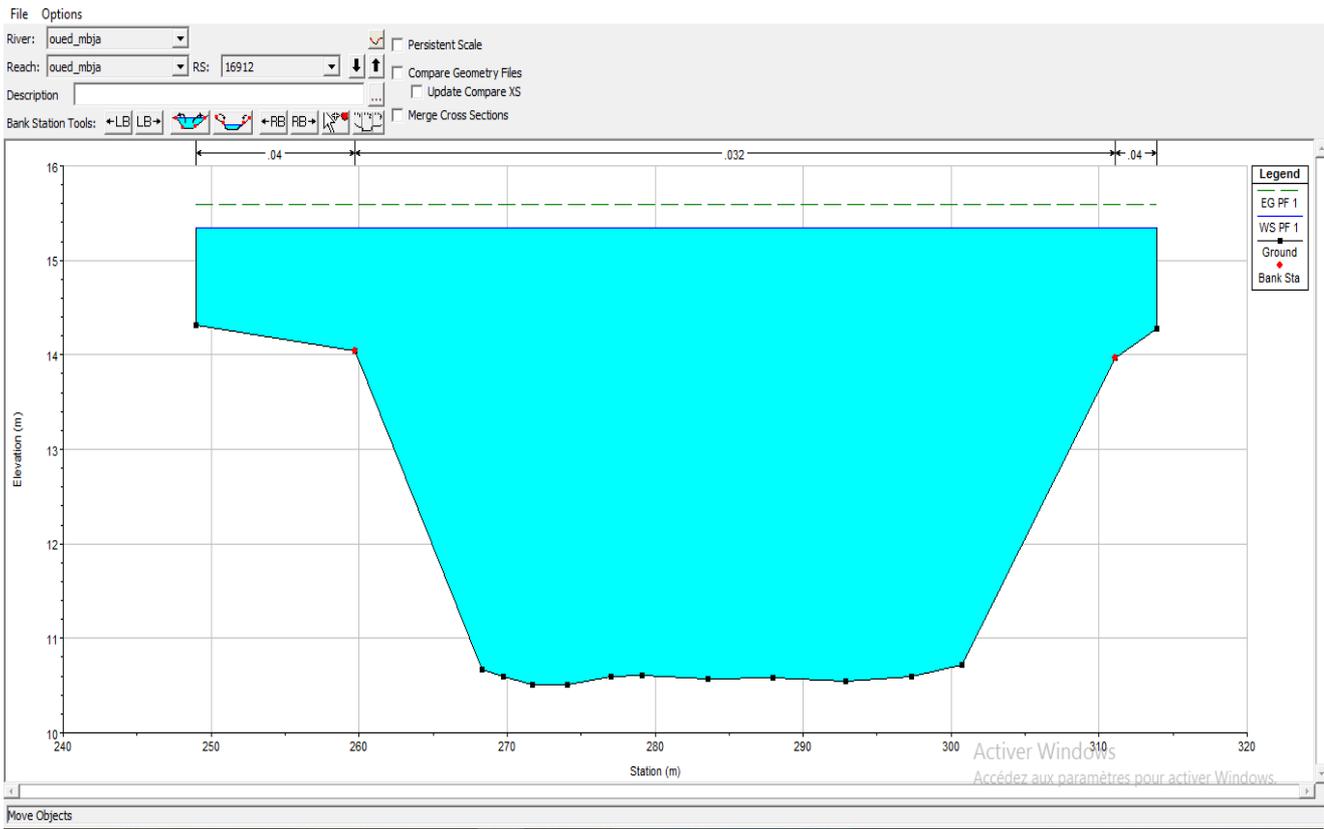
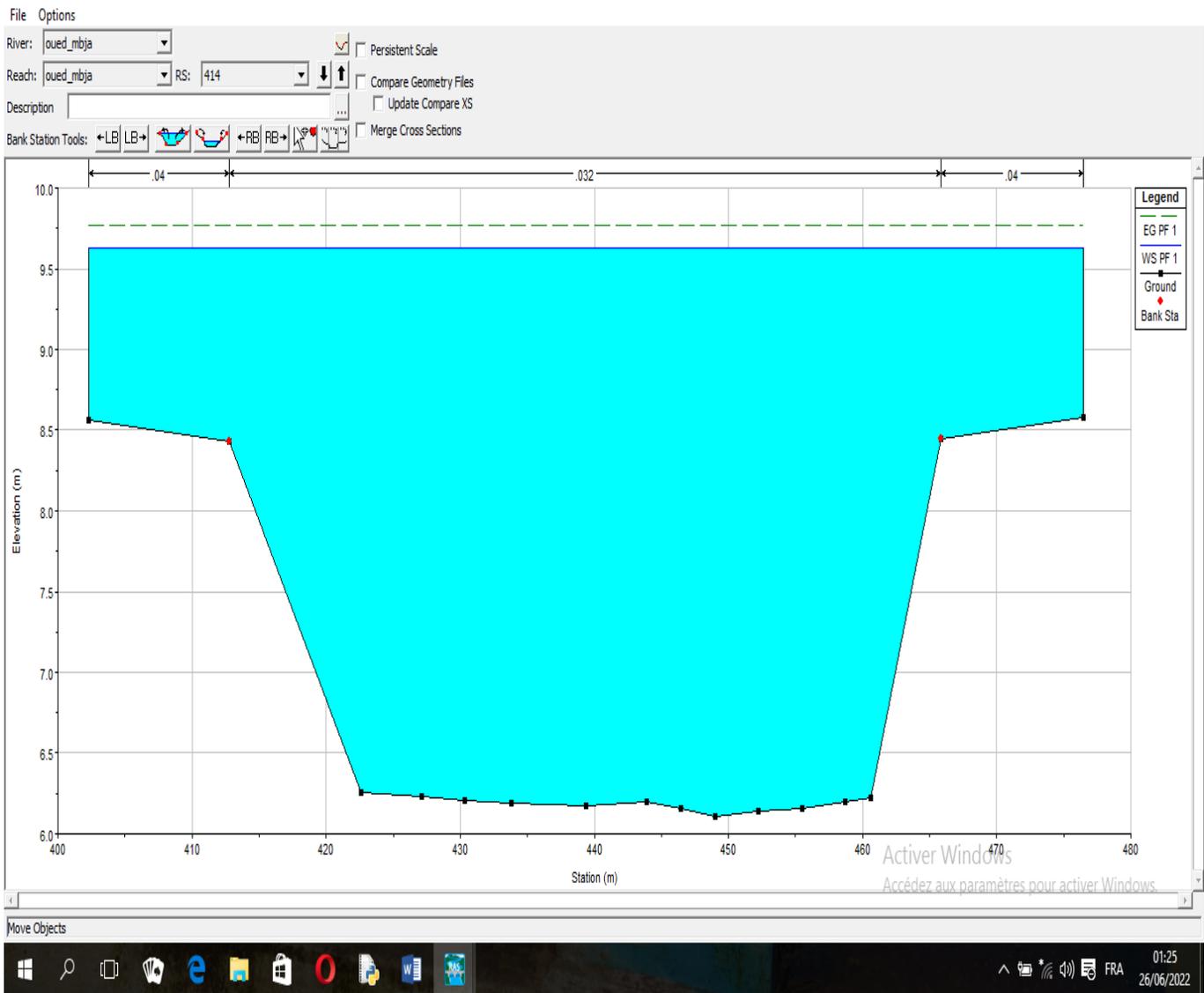


Figure 4. 10 : Profil en long de l'Oued Mebouadja, après la simulation.

Les figures suivantes représentent quelque section en travers d’oued Mebouadja :



Section (1)



Section (2)

Figure 4. 11: Section en travers S1 et S2 d’Oued Mebouadja.

Le logiciel permet aussi de créer des tableaux récapitulatifs de l’ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l’ensemble des stations à la fois.

Table 4. 2 : Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations (Source : Logiciel HEC-RAS).

River Sta	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
16912	904.82	10.55	15.34	15.02	15.58	0.001159	2.66	649.45	582.84	0.42
15262.2*	904.82	10.11	14.77		15	0.001161	2.63	667.08	602.62	0.42
13612.4*	904.82	9.67	14.2		14.42	0.001165	2.6	684.23	622.4	0.42
11962.6*	904.82	9.24	13.64		13.85	0.001166	2.56	701.85	642.18	0.42
10312.8*	904.82	8.8	13.07		13.27	0.001168	2.53	719.28	661.96	0.42
8663.00*	904.82	8.36	12.5		12.69	0.00117	2.49	736.74	681.74	0.42
7013.20*	904.82	7.92	11.94		12.11	0.001171	2.45	754.21	701.52	0.42
5363.40*	904.82	7.48	11.37		11.53	0.001171	2.41	771.84	721.3	0.42
3713.60*	904.82	7.05	10.81		10.95	0.001158	2.35	792.87	741.08	0.41
2063.80*	904.82	6.61	10.31	9.96	10.43	0.000962	2.14	867.74	760.86	0.37
414	904.82	6.17	9.38	9.38	9.68	0.00259	3.18	605.64	780.64	0.6

Min Ch. El : Altitude du radier du canal	Flow area : Section mouillée
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé	Froude chl : Nombre de Froude
Top Width : Largeur au miroir	E.G slope : Pente de la ligne d'énergie
E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie	Vel chnl : Vitesse d'écoulement

Interprétation

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

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 2,14 et 3.18 m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 0.6 et 3m.
- Le régime d'écoulement est un régime Fluvial – Turbulent sur le long de l'Oued Mebouadja, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,37 et 0.60.

4.5 Les zones inondables 1D :

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

4.5.1 Carte des profondeurs

Interprétation de la figure 4.16 : Selon l'illustration des profondeurs d'eau pour la crue centennale, dans la figure, on remarque que les hauteurs d'eau au niveau du cours d'eau naturel atteignent

des valeurs allant de 0.5 m à son maximum de 7.03 mètres, il est important de noter dans les deux côtés de l'oued (montré en vert et bleu clair) indiquent les valeurs de la hauteur d'eau les plus faibles, tandis que les zones ayant une topographie relativement plane et altitude assez basse sont marquées par les hauteurs d'eau les plus importantes montrées en couleur rouge et bleu foncé dans la carte des profondeurs .

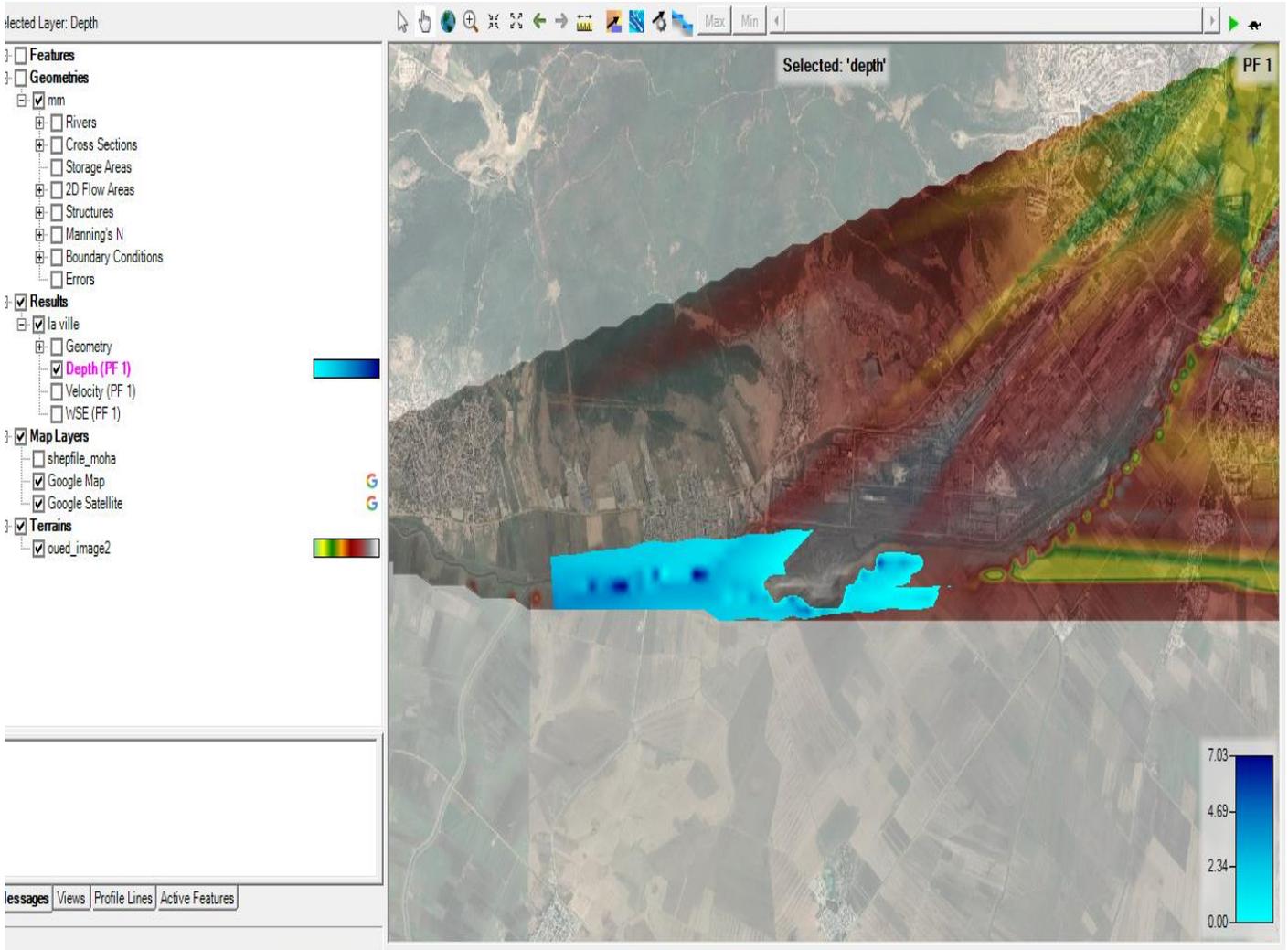


Figure 4. 12 : Carte des profondeurs tirée de Ras mapper.

4.5.2 Carte des vitesses d'écoulement :

Interprétation de la figure 4.17 : D'après cette illustration, on voit clairement la variation de la vitesse d'écoulement tout au long du cours d'eau naturel, on note la maximum des vitesses le long de l'axe de l'oued délimité par les berges marquées par la couleur rouge, il est à mentionner que la vitesse d'écoulement, dans les zones plane d'inondations, sont les plus faibles, ceci est majoritairement due à la nature du terrain (présence végétale, roche, arbres et constructions) qui freine et limite l'écoulement, d'où le marquage en bleu dégradé à rouge des vitesses faibles allant de 0.1 m/s à 0.6 m/s.

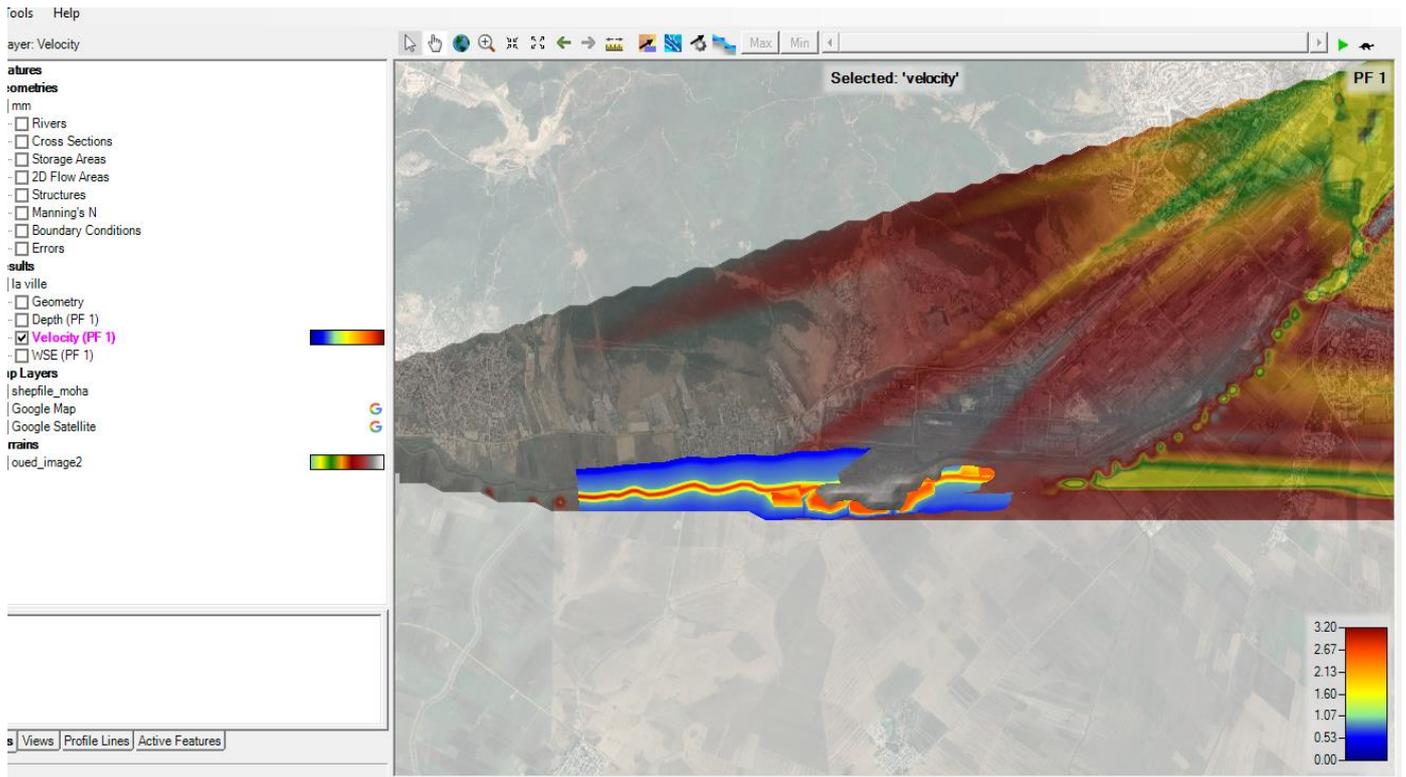


Figure 4. 13: Cartes des vitesses d'écoulement.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré que les cartes des risques d'inondations sont des outils essentiels pour la prise de décisions lors d'évaluation des risques dans les zones inondables, on se basant sur le critère de base pour la cartographie de l'étendue de l'inondations en fonction de période de retour de 100 ans, en passant par les phases hydrologique, géomorphologique, hydraulique et Occupation des sols.

La procédure nous a permis d'identifier toutes les zones inondables en élaborant les cartes de submersion et d'enjeux, qui nous donnent la hauteur d'eau dans les différentes zones inondées, ce qui nous a permis de conclure la zone d'étude qu'on tient à protéger est une zone où l'aléa est de niveau moyen à fort, de ce fait nous sommes dans l'obligation de faire un aménagement adéquat de l'oued à fin d'assurer la sécurité publique, biens, vie humaine et environnement.

Chapitre V : Etudes des variantes d'aménagement.

5 Introduction

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

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

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

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

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

5.1 Principe d'aménagement

5.1.1 Les différents types d'aménagements

5.1.1.1 Reprofilage

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

5.1.1.2 Curage

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

5.1.1.3 Protection des berges

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

5.1.1.4 Réalisation des canaux

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

5.2 Les formules de dimensionnement des canaux

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

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{3}{2}} S_m I^{\frac{1}{2}}$$

Où :

Q_{dim} : Débit de dimensionnement (m^3/s).

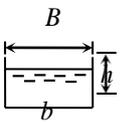
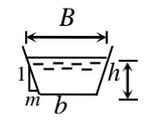
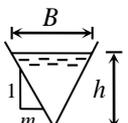
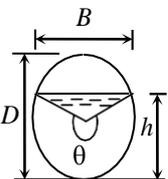
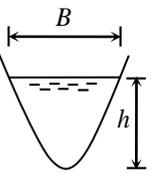
n : coefficient de Manning.

S_m : Section mouillée du canal en (m²).

R_h : Rayon hydraulique (m).

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

Table 5. 1 : Eléments géométriques pour différentes sections de canaux.

					
	Rectangle	Trapèze	Triangle	Cercle	Parabole
Surface A	bh	$(b + mh)h$	mh^2	$\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé P	$b + 2h$	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2}\theta D$	$B + \frac{8}{3}h^2$ *
Rayon hydraulique R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$ *
Largeur B	b	$b + 2mh$	$2mh$	$\frac{(\sin \theta/2)D}{2\sqrt{h(D - h)}}$ ou $\frac{3A}{2h}$	$\frac{3A}{2h}$
Profondeur hydraulique H_h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{\theta - \sin\theta}{8} \frac{D}{\sin \theta/2}$	$\frac{2}{3}h$

5.3 Choix des paramètres de dimensionnement

5.3.1 La pente du projet

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

5.3.2 Le coefficient de rugosité

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

Table 5. 2 : Valeurs de coefficient de rugosité.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal en gabion	0.03
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal a revêtement en béton	0.013

5.3.3 Revanche des canaux

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

Cette revanche est fixée généralement en fonction du débit unitaire d'écoulement dans le canal :

Table 5. 3 : Revanches utilisées.

q, (m³/s/ml) :	<0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 85	>85
La Revanche (m) :	0.45	0.5	0.75	0.9

Dans notre cas le débit unitaire varie entre 14.5 m³/s/ml et 32.75 m³/s/ml (pour b entre 40 m et 43 m), donc nous prenons une valeur de Revanche égale à 0.75 m.

5.4 Étude des variantes

Les variantes proposées pour l'aménagement de l'oued sont :

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

5.4.1 Canal trapézoïdal en béton armé

Cette 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.

La simulation de ces canaux se fait à l'aide du logiciel FLOW MASTER dont à travers ce dernier nous déterminons les caractéristiques de notre canal ; puis on le simule sur HECRAS, On détermine à partir de RAS MAPPER la profondeur normale (tirant d'eau maximal H_{max}), les deux figures suivantes montrent les hauteurs normales des deux

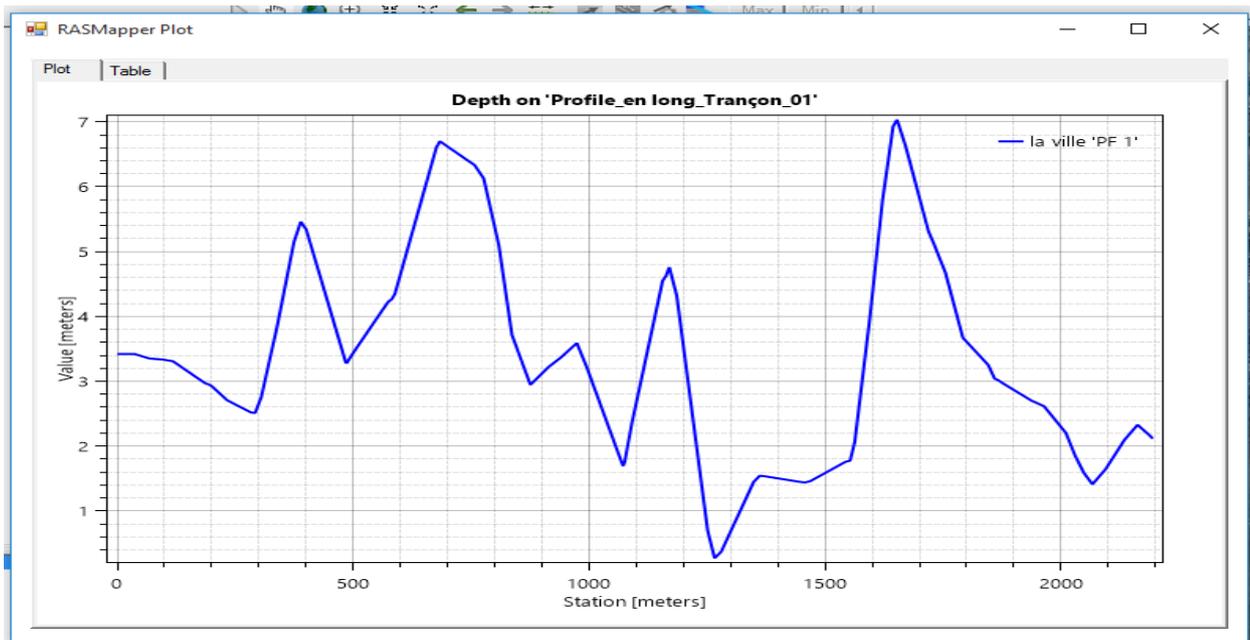


Figure 5. 1: La profondeur normal du tronçon de (01).

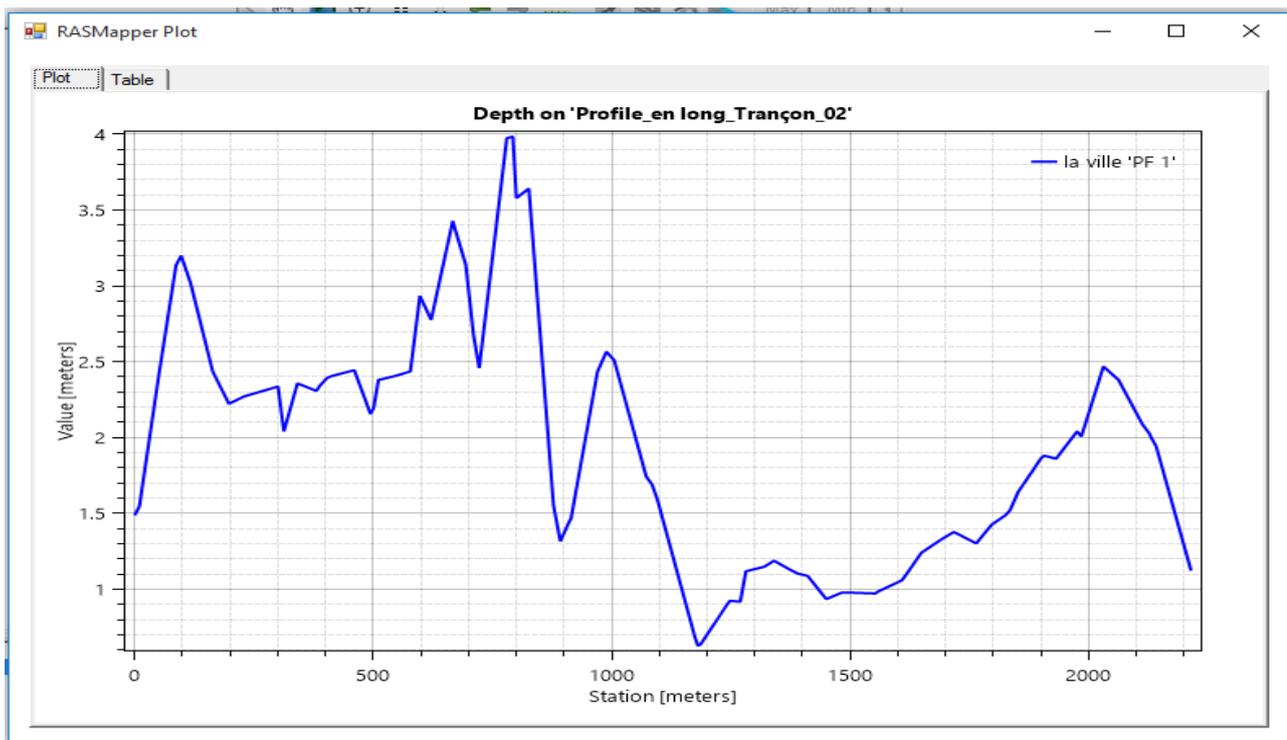


Figure 5. 2 : La profondeur normal du tronçon (02).

D'après les deux graphes en voit que les hauteurs d'eau sont pour le tronçon 1 $H_{TR1} = 7.01$ m et pour le tronçon 2 $H_{TR2} = 3.98$ m.

Les Données de Bases

Les données de bases regroupent l'ensemble des données permettant de dimensionner le canal.

Table 5. 4 : Données du tronçon 1 et 2.

Données du tronçon 1 et 2.			
Données Tronçon 01	Valeurs	Données Tronçon 02	Valeurs
Longueur du tronçon (m)	2803	Longueur du tronçon (m)	2200
Tirant d'eau (H_{max} (m))	7.01	Tirant d'eau (H_{max} (m))	3.98
Section départ	16912	Section départ	7013
Section arrivée	7013	Section arrivée	414
Fruit de talus m	1	Fruit de talus m	1
Pente projet(%)	0.096%	Pente projet(%)	0.079%
Pente du terrain Natural	0.0543%	Pente du terrain Natural	0.344%
Coefficient de rugosité	0.013	Coefficient de rugosité	0.013

5.4.2 Dimensionnement :

Le calcul des caractéristiques du canal est fait à l'aide du logiciel **FLOW MASTER**,

Les résultats du calcul hydraulique du canal trapézoïdal sont présentés ci-dessous :

5.4.3 Paramètres d'écoulement :

Les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Table 5. 5 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé du tronçon 01 (Source : HECRAS).

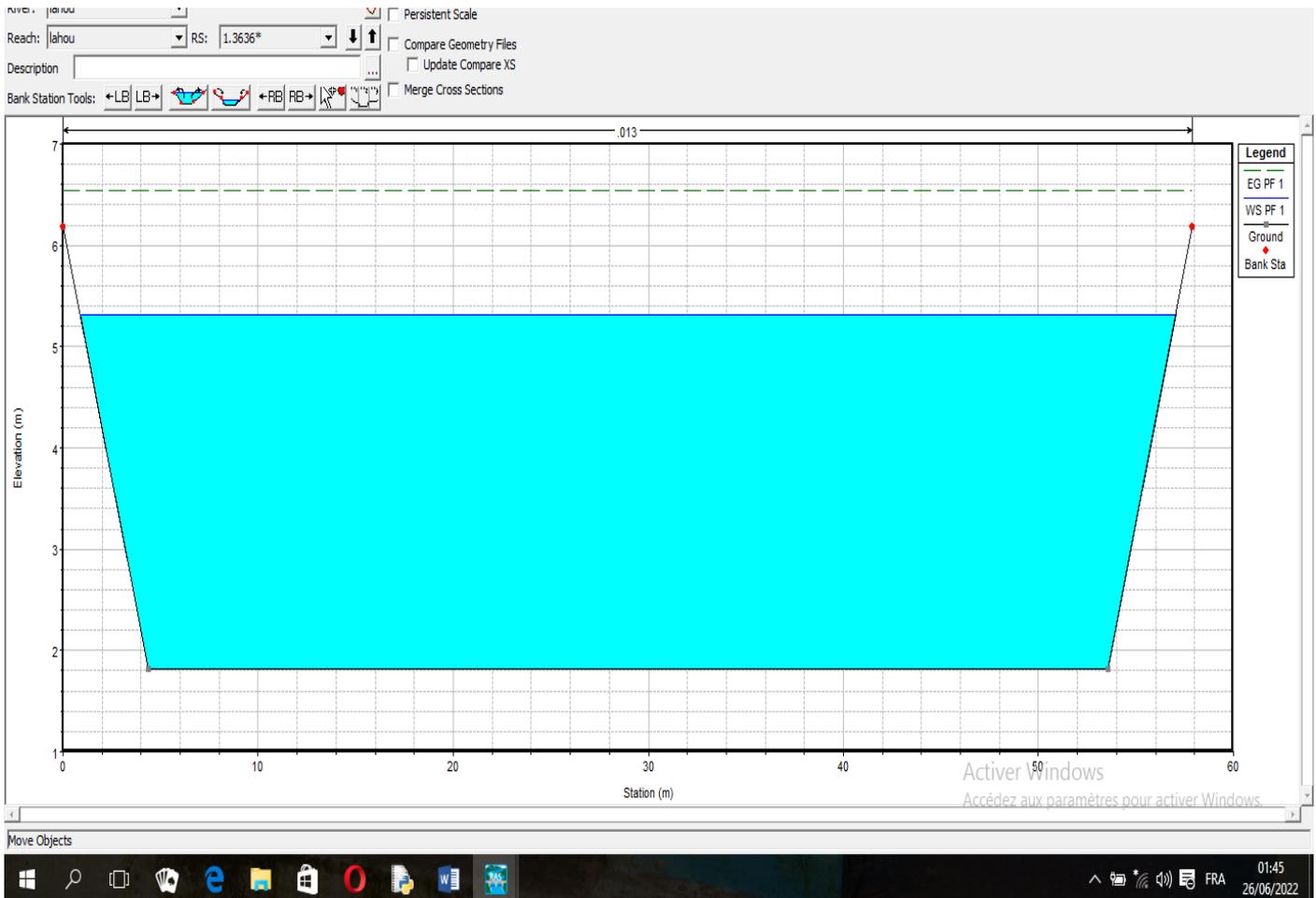
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
16912	904.82	10.55	15.34	13.96	15.56	0.001216	5.6	161.66	50.82	1
15262.2*	904.82	9.87	14.77	13.28	14.88	0.001246	5.64	160.41	50.77	1.01
13612.4*	904.82	9.19	14.2	12.61	14.2	0.001197	5.57	162.48	50.85	0.99
11962.6*	904.82	8.52	13.64	11.93	13.55	0.000948	5.17	175.16	51.35	0.89
10312.8*	904.82	7.84	13.07		13.04	0.000632	4.53	199.82	52.3	0.74
8663.00*	904.82	7.56	12.5		12.74	0.000633	4.53	199.88	52.44	0.74
7013.20*	904.82	7.27	11.94		12.44	0.000635	4.53	199.92	52.58	0.74

Interprétation:

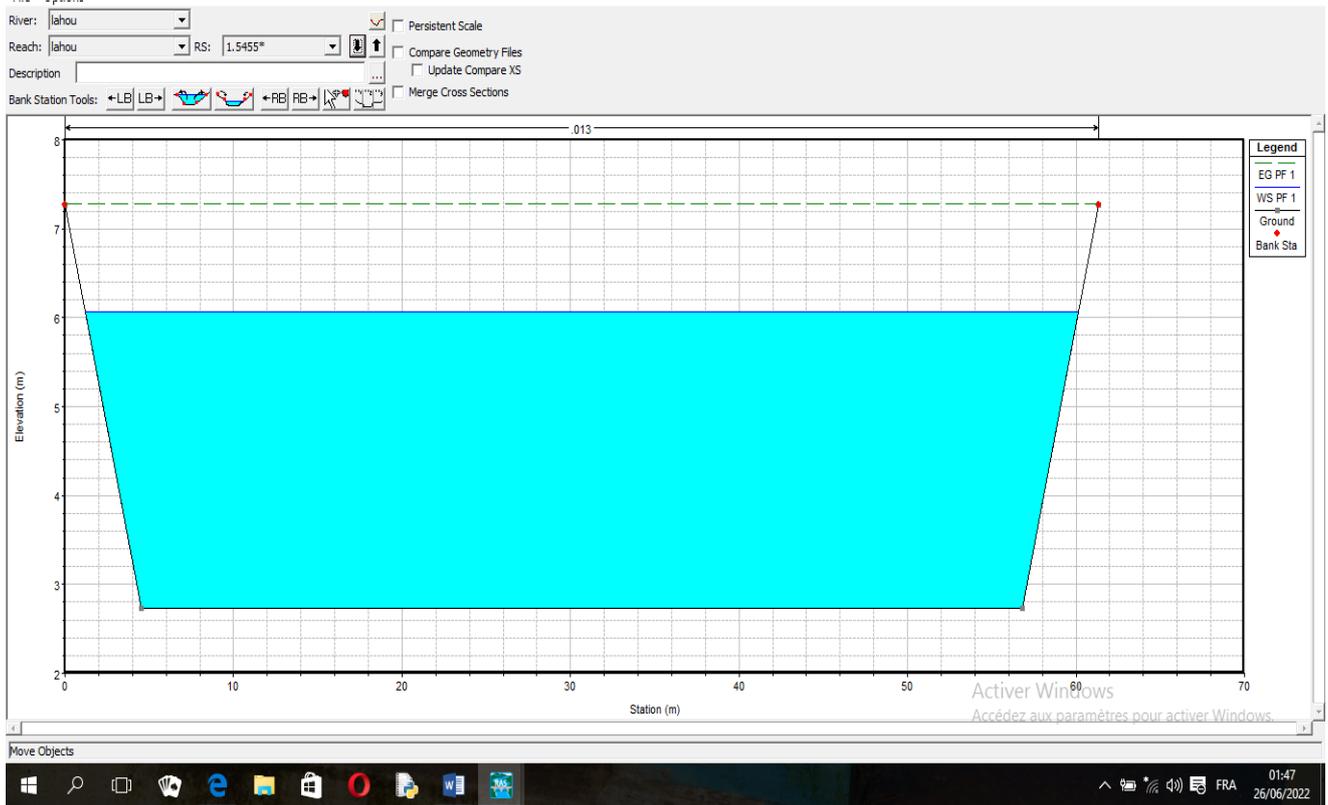
Nous remarquons selon le nombre de Froude que le régime d'écoulement est Fluvial $Fr < 1$, puis passera en régime critique $Fr = 1$, et que la vitesse d'écoulement ne dépasse pas 5.64 m/s, cette valeur de vitesse reste admissible pour un canal en béton. Le périmètre mouillé est de 57.9 m au maximum.

Les sections en travers :

Pour une crue centennale de 804.82 m³/s, nous remarquons que notre canal assure une protection et que l'eau ne déborde pas.



Section (1)



Section (2)

Figure 5. 3 : Profils en travers d'un canal trapézoïdale d'une crue 100 ans pour le tronçon 1.

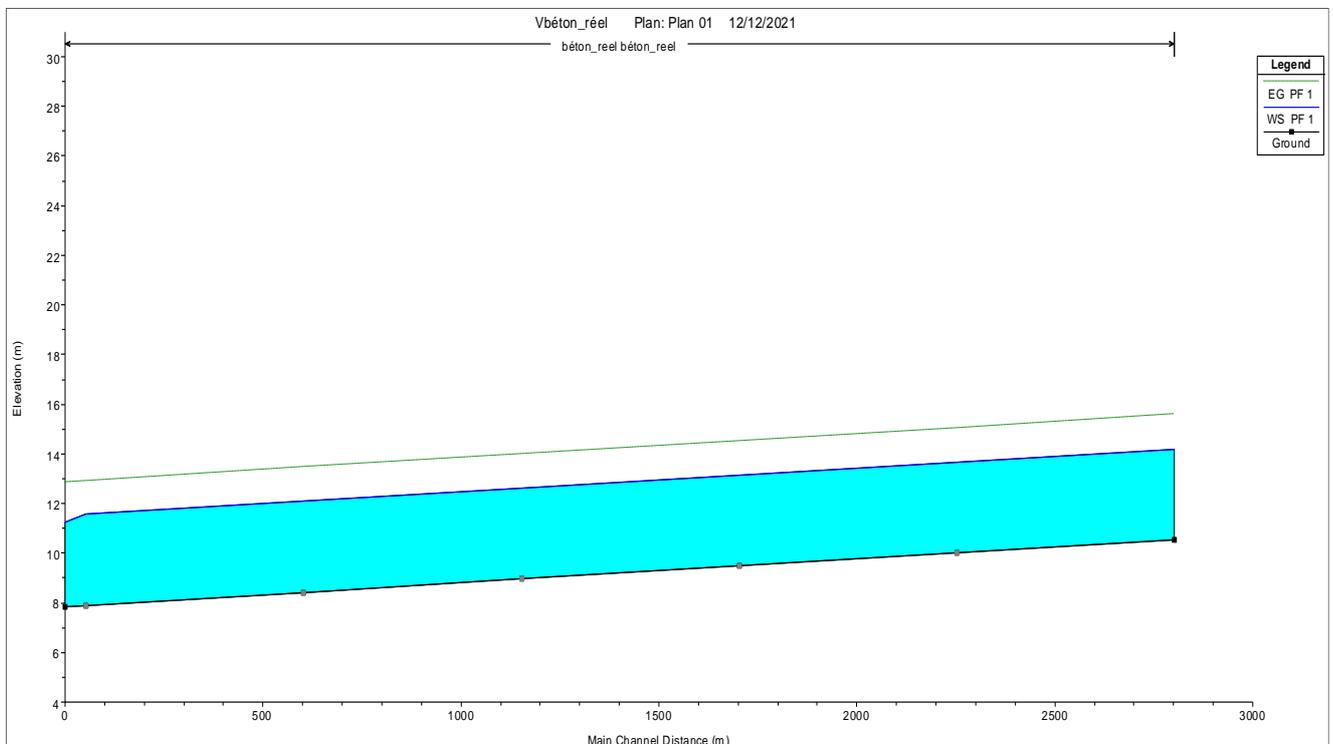


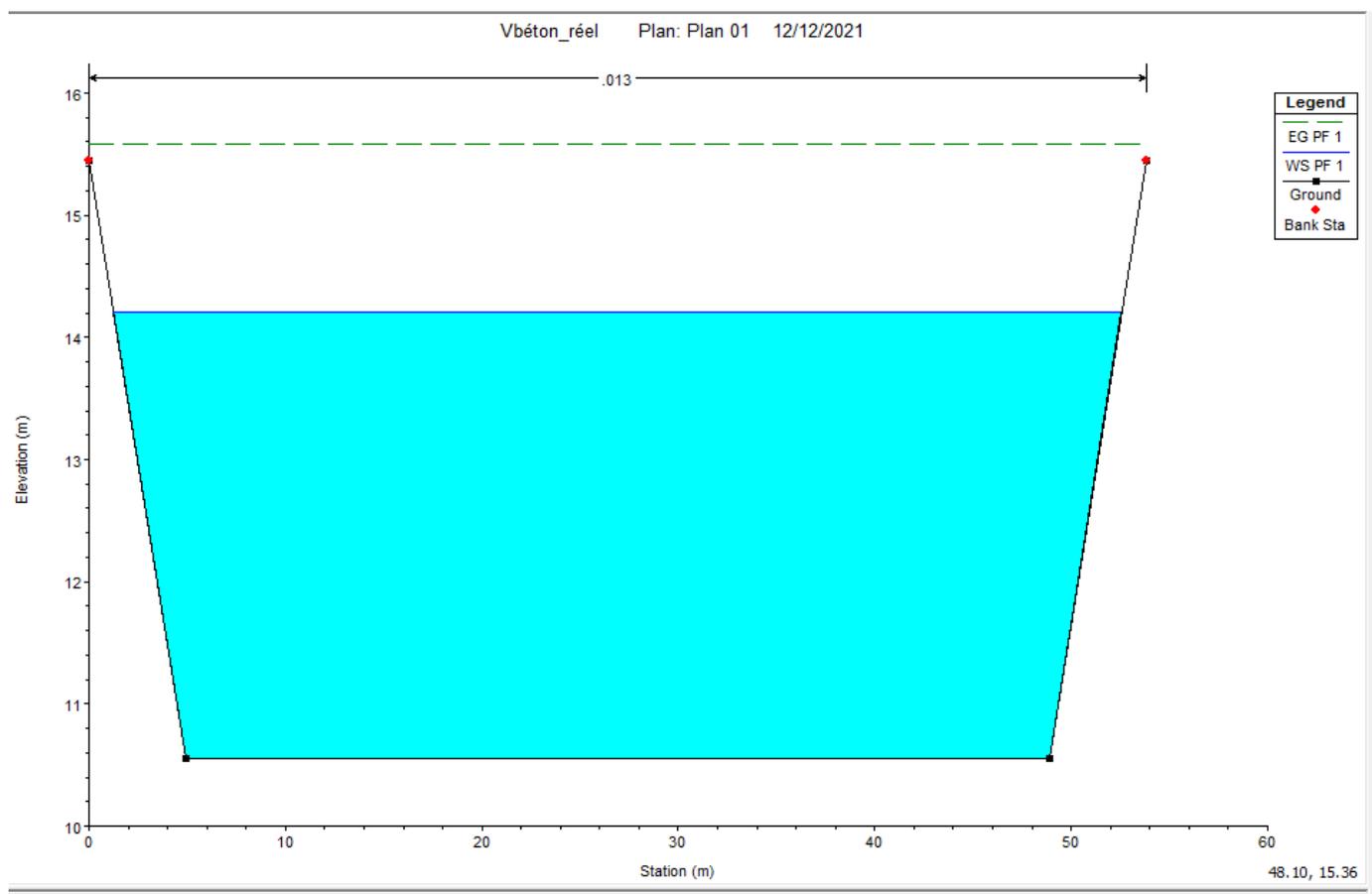
Figure 5. 4: Profil de la surface d'eau et du radier du canal avec une pente de 0.096 %.

Les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau ci-dessus :

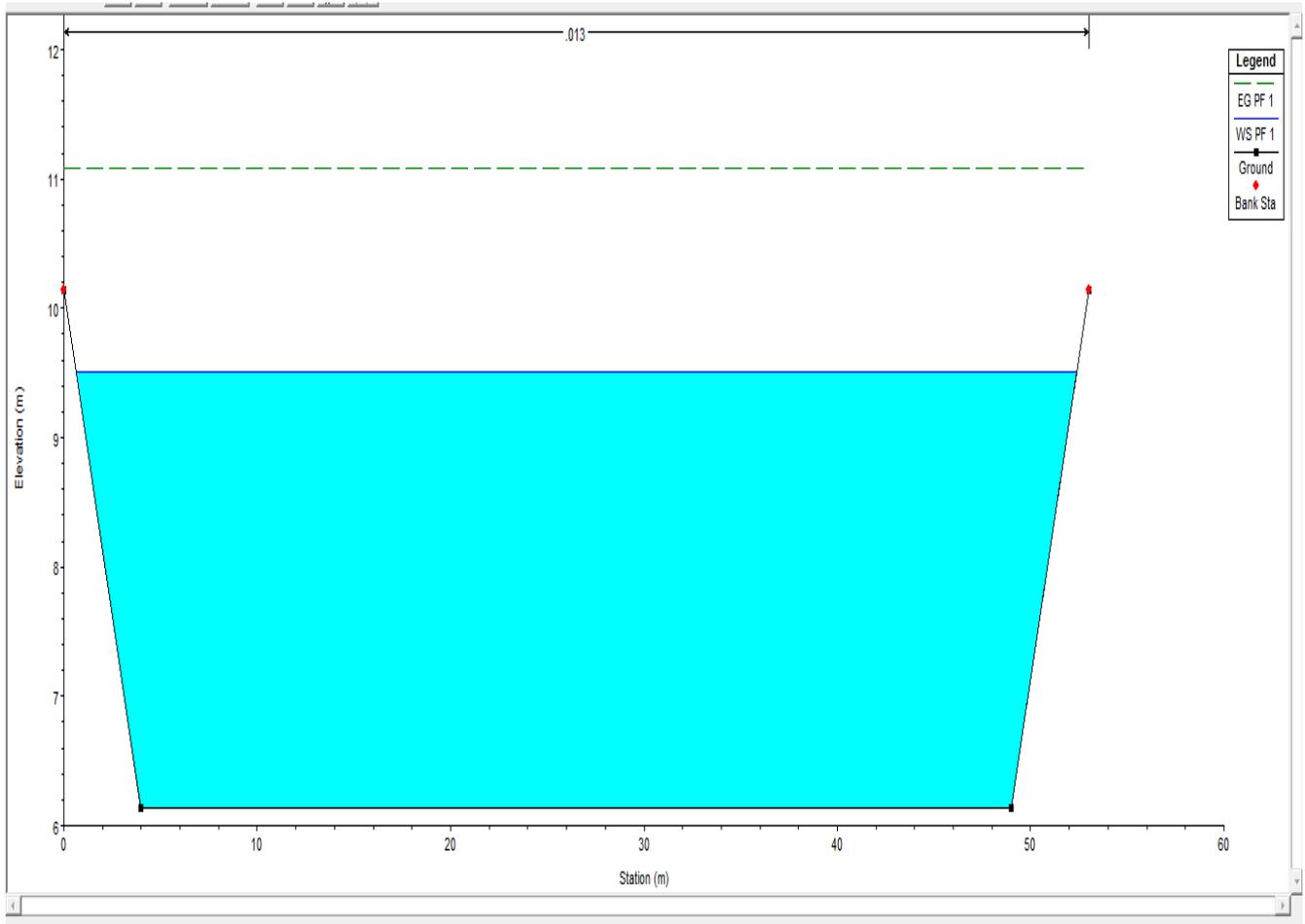
Table 5. 6 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé du tronçon 02 (Source : HECRAS).

River Sta	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
7013.20*	904.82	7.92	11.94		12.44	0.000635	4.53	199.92	52.58	0.74
5363.40*	904.82	7.48	11.37		12.15	0.000638	4.53	199.75	52.72	0.74
3713.60*	904.82	7.05	10.81		11.85	0.000645	4.54	199.28	52.84	0.75
2063.80*	904.82	6.61	10.31	9.79	11.54	0.000658	4.57	198.19	52.94	0.75
414	904.82	6.17	9.38	9.51	11.08	0.001213	5.56	162.83	51.73	1

Introduction de la géométrie des sections trapézoïdales du deuxième tronçon dans HEC_RAS tout en ajustant les élévations du radier donc on considérant une pente de 0.0795% et pour une longueur de 2200 m.



Section (1)



Section (3)

Figure 5. 5 : Profils en travers d'un canal trapézoïdal d'une crue 100ans pour le tronçon 2.

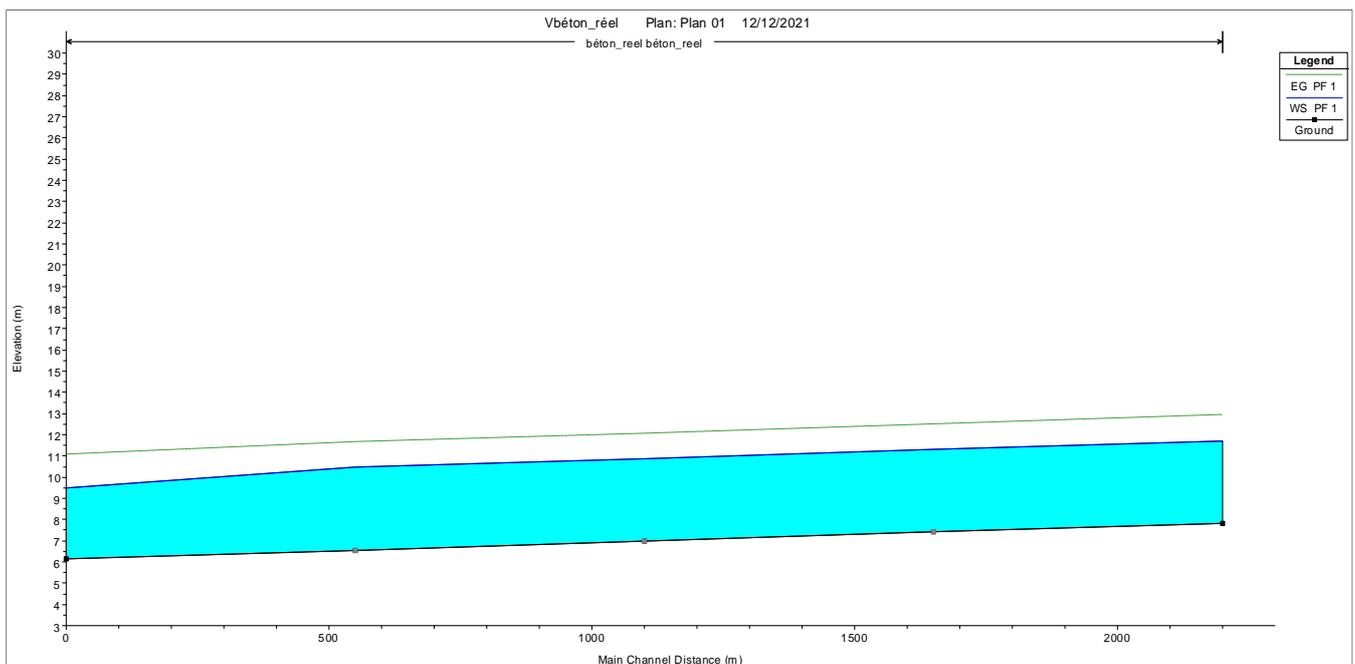


Figure 5. 6 : Profil de la surface d'eau et du radier du canal avec une pente de 0.0795%.

5.4.4 Estimation du coût de la variante :**5.4.4.1 Calcul volume du béton armé :**

L'épaisseur du revêtement en béton des parois du coursier canal trapézoïdal est prise égale à 0,15÷0,4 m L'épaisseur du radier du coursier est prise égale à 0,2÷0,5 m (M. HASSANE, 2015, Blida).

- On prend une épaisseur de 20 cm pour les parois et le radier pour béton armée.
- Pour Béton de propreté on prend une épaisseur de 10 cm (problème de la remontée capillaire).

Pour calcul volume de béton entre deux sections, peut être utiliser la relation suivante :

$$V_{\text{Béton}} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i$$

Où :

S_i , S_{i+1} : la surface de la section transversale de béton d'ordre i , $i+1$.

L_i : longueur de Tronçon.

Toutes les opérations ont été effectuées à l'aide d'un programme Excel. Les résultats finaux sont affichés dans tableau suivant :

Table 5. 7 : Calcul volume du béton.

Partie :	Volume du béton :		Totale :
	Béton armé	Béton de propreté	
Les berges :	11889.12	5944.562	17833.69
Radier :	44033.79	22016.9	66050.69
Totale	55922.92	27961.46	83884.37

5.5 Calcul les volumes des terrassements :

L'estimation des volumes déblai et remblai peut se faire directement sous HecRas, ceci en projetant la section du canal aménagé dans le cours d'eau naturel, alors la section se superpose sur la section naturelle du cours d'eau, un calcul rapide permet d'en déduire les volumes en calculant les sections du terrain à enlever et ou à ajouter, en multipliant par la longueur du tronçon considéré on obtient le volume, comme illustré dans la figure suivante dans le cas du premier tronçon.

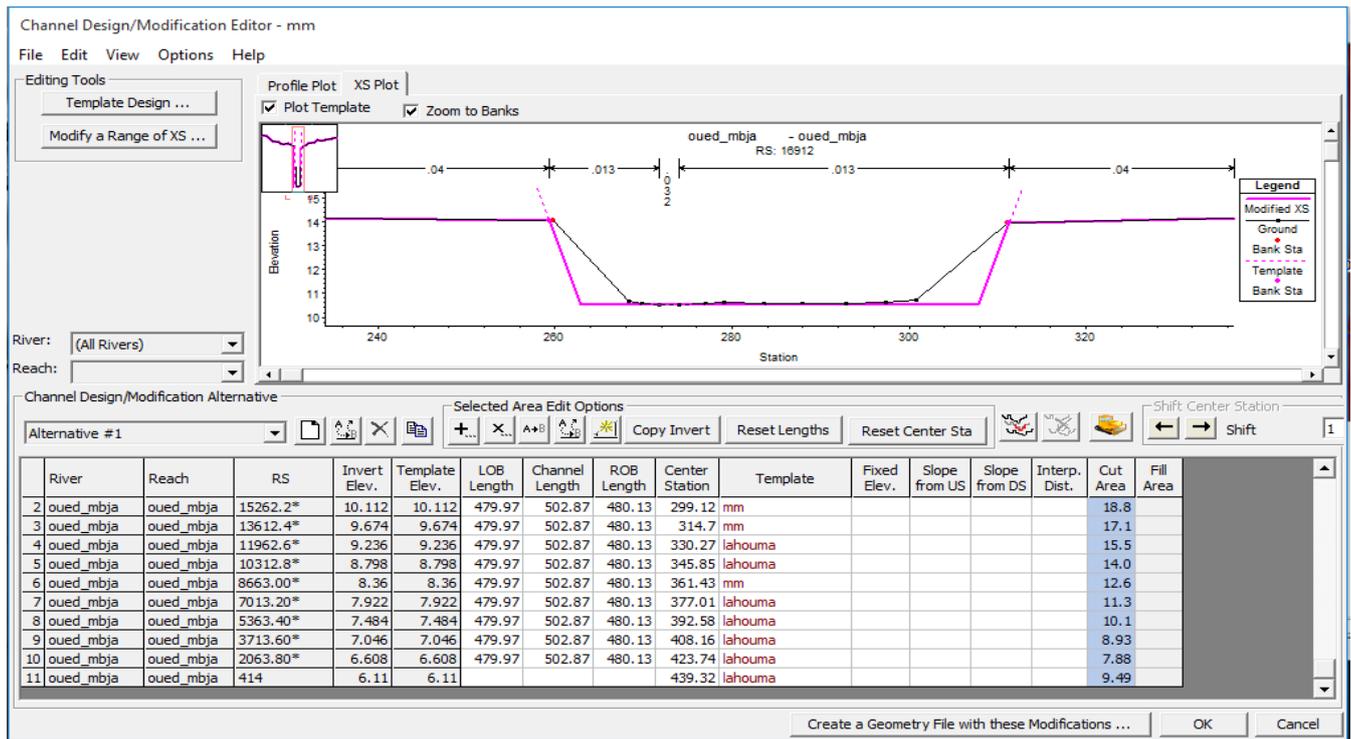


Figure 5. 6 : Illustration de calculs des volumes déblai et remblai.

Le calcul des volumes de terrassements est résumé dans la table 5. 8 : du devis de la variante :

Table 5. 8 : Le devis de la variante proposée

Opération		Unité	Prix Unitaire	Quantité	Montant
Terrassement	Déblai	m3	250.00 DZD	764588.3	191147070 DZD
	Remblai	m3	200.00 DZD	0	0.00 DZD
Béton de propreté		m3	6 000.00 DZD	27961.46	167768760DZD
Béton		m3	32 000.00 DZD	55922.92	1677687600DZD
Coût total de la variante					2036603430.0 DZD

5.6 Deuxième variante : Canal mixte (Gabion & béton armé) :

Les gabions sont des cages grillagées parallépipédiques emplies de cailloux ou de galets, ces derniers conviennent plus aux soutènements verticaux ou des seuils qu'au revêtement des berges.

Table 5. 9 : Les dimensions de Gabion et Reno.

	Épaisseur :	Largeur :	Longueur :
Gabion :	1 m.	1 m.	1.5 à 4 m.
Gabion semelle :	0.5 m.	1 m.	2 à 4 m.
Reno :	0.17 à 0.3 m	2 m.	2 à 6 m.

Dans la plupart du temps, Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; lessacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges, Mais dans notre cas, j'ai proposé une protection (ou revêtement) de berges par gabion plat a épaisseurde 0.5m.

La section mixte qui on a choisir (béton et gabion) pour but de diminuée la rugosité moyenne c'est-à-dire augment la vitesse moyenne de l'écoulement dans canal de protection, de telle sorte la vitesse moyenne d'écoulement doit être inférieure à la vitesse admissible du courant,

La résistance du gabion à la vitesse admissible dépend de la granulométrie du matériau contenu dans le grillage ainsi que le diamètre médian (D_{50mm}), dans notre cas on opte une épaisseur de 0.5m de telle sorte à avoir une grande résistance à la vitesse (voir table 5.10).

Table 5. 10 : Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse du courant

Type	Epaisseur	Pierres de remplissage		Vitesse limite	Vitesse admissible
	(m)	Calibrage (mm)	D50(mm)	(m/s)	(m/s)
Matelas Reno	0.15-0.17	70-100	85	3.5	4.2
		70-150	110	4.2	4.5
	0.23-0.25	70-100	85	3.6	5.5
		70-150	110	4.5	6.1
	0.3	70-120	110	4.2	5.5
		100-150	125	5	6.5
Gabion	0.5	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.5	8

Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi

Dimensionnement :

Pour le dimensionnement on considère la hauteur d'eau du tronçon ($H_{max} = 7m$) pour une longueur de 5003.85m du cours d'eau ci-dessous la table 5.11 résume l'ensemble des données du cours d'eau dans ce cas de variante.

Table 5. 11 : Données du tronçon à aménager

Données Tronçon	Valeurs
Longueur du tronçon(m)	5003.85
Tirant d'eau $H_{max}(m)$	7
Section départ	16912
Section arrivée	414
Pente du terrain naturel	0.0009
Fruit de talus m	1
Coefficient de rugosité moyenne	0.017
Pente du canal	0.001

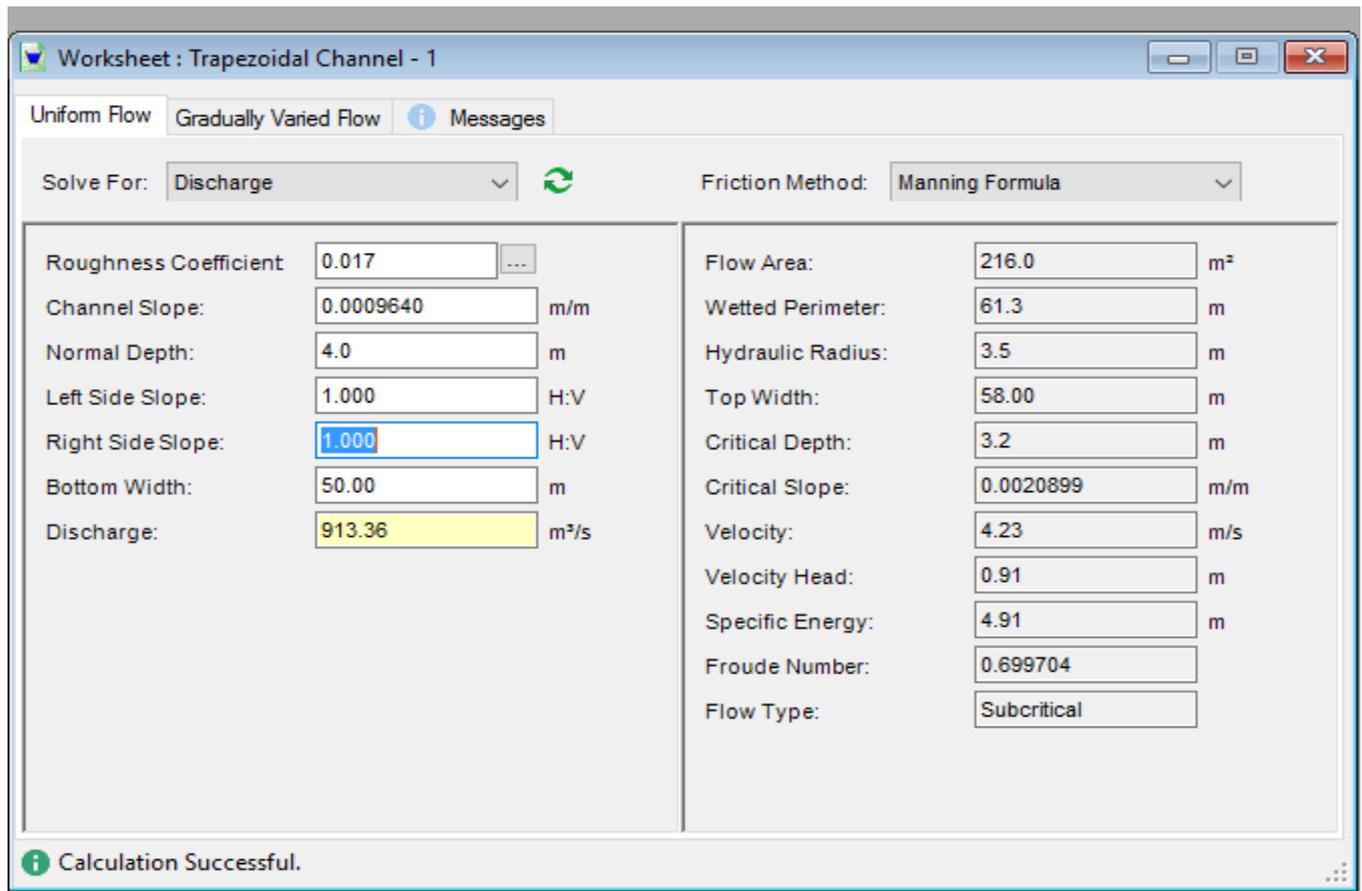


Figure 5. 7: Illustration de calculs des paramètres de dimensionnement.

La rugosité moyenne considérée est calculée par la formule suivante :

$$n_{eq} = \left(\frac{\sum P_i \times n_i^{\frac{2}{3}}}{p} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Avec :

P_i périmètre mouillé en (m) et n_i rugosité du matériau en (m).

Table 5. 12 : Résultat de calcul de rugosité composée.

Section	n	Section(m²)	Périmètre(m)	Rayon Hydraulique	Rugosité
A	0.013	200	50	4.53	0.0385
B	0.03	8	5.65	2.406	0.0519
C	0.03	8	5.65	2.406	0.0519
Rugosité composée					0.0164

Paramètres d'écoulements :

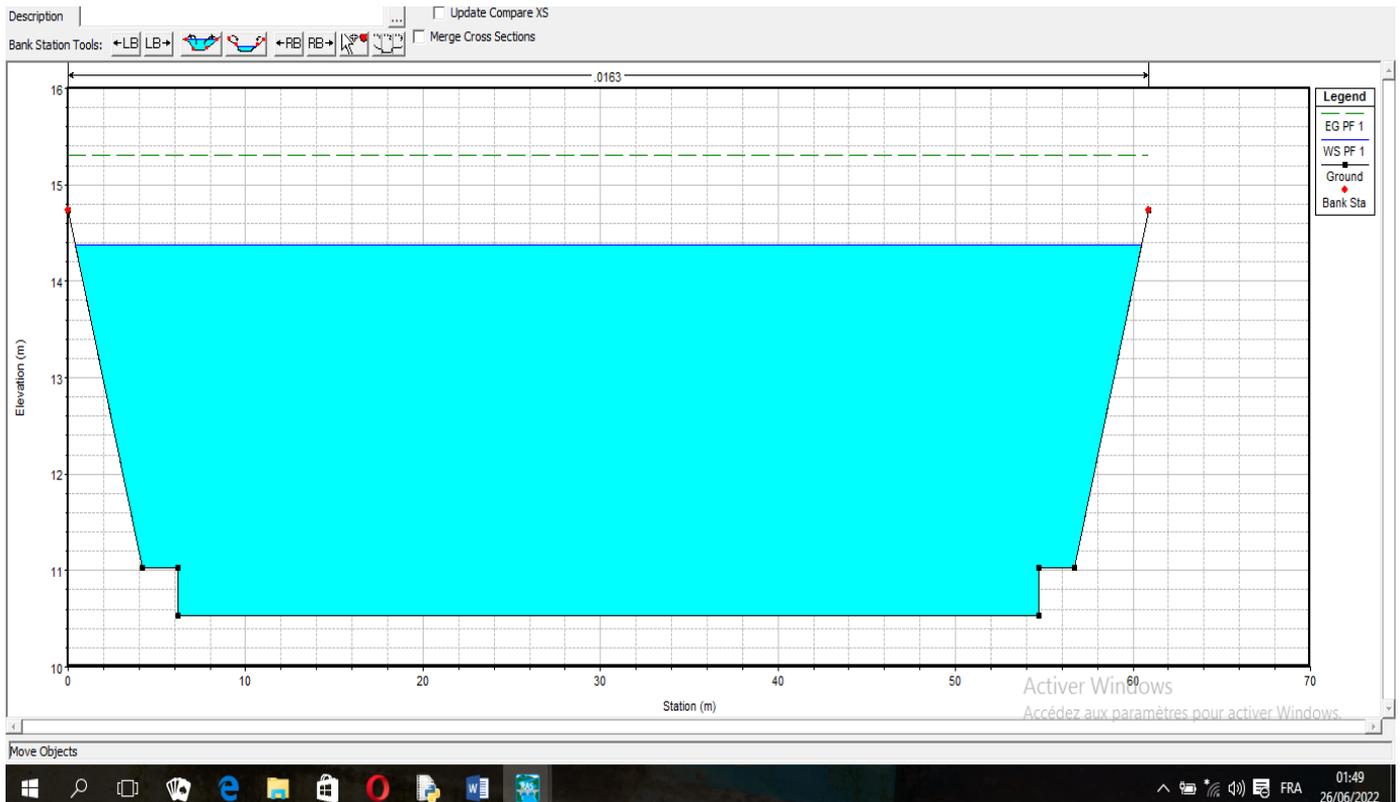
Pour un débit de $Q = 904.82\text{m}^3/\text{s}$, Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le table 5.13.

Table 5. 13 : Résultats de la simulation d'écoulement d'un canal trapézoïdale en béton armé du tronçon 02 (Source : HECRAS).

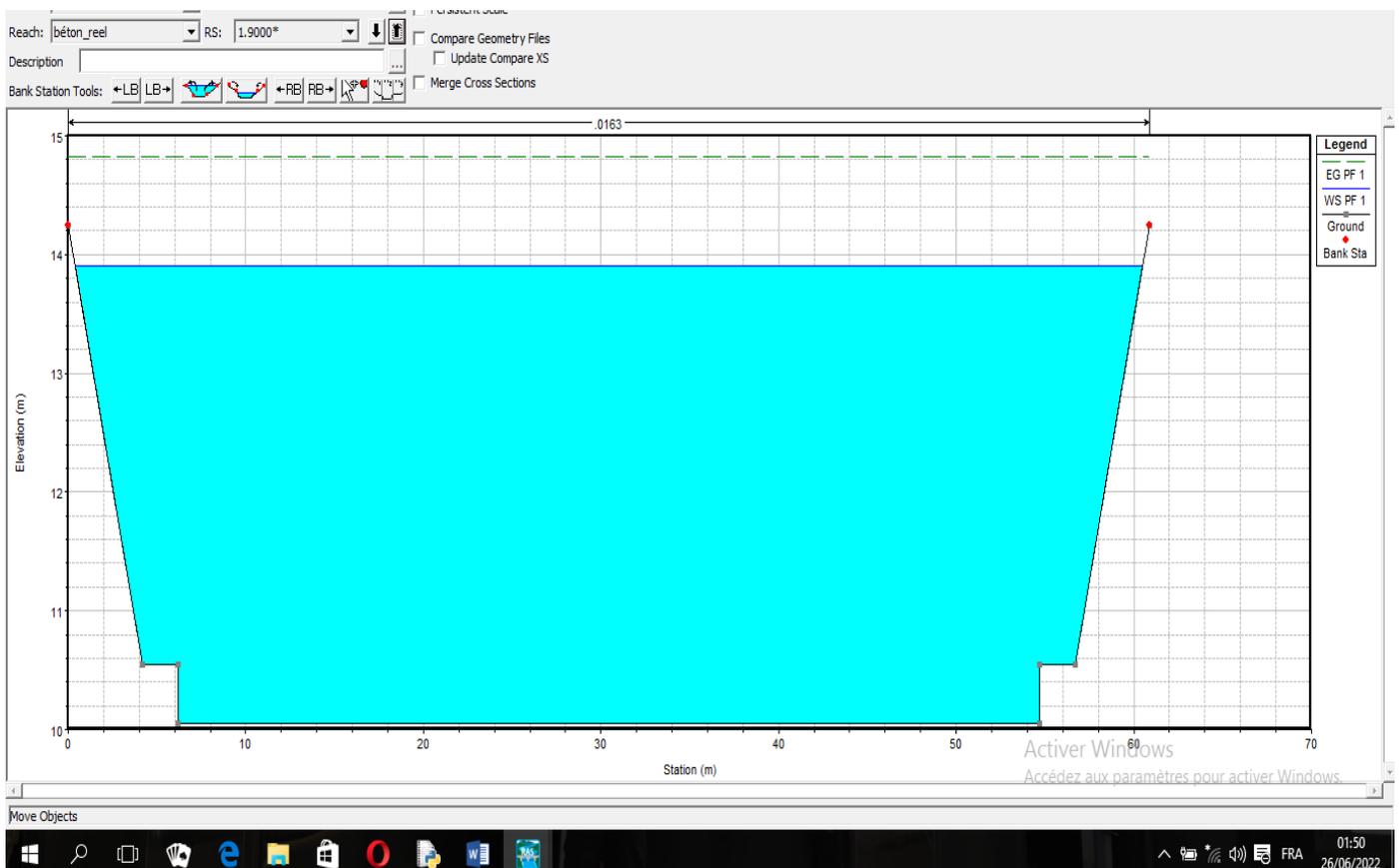
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
16912	904.82	10.53	14.38	13.65	15.3	0.000959	4.25	212.89	60.11	0.72
15262.2*	904.82	10.05	13.9		14.82	0.000959	4.25	212.93	60.11	0.72
13612.4*	904.82	9.57	13.42		14.34	0.00096	4.25	212.85	60.11	0.72
11962.6*	904.82	9.09	12.94		13.86	0.00096	4.25	212.86	60.11	0.72
10312.8*	904.82	8.61	12.46		13.38	0.000959	4.25	212.89	60.11	0.72
8663.00*	904.82	8.13	11.98		12.9	0.000959	4.25	212.91	60.11	0.72
7013.20*	904.82	7.65	11.5		12.42	0.00096	4.25	212.82	60.1	0.72
5363.40*	904.82	7.17	11.02		11.94	0.000961	4.25	212.73	60.1	0.72
3713.60*	904.82	6.69	10.53		11.46	0.000967	4.26	212.32	60.08	0.72
2063.80*	904.82	5.73	9.08	8.85	10.33	0.001541	4.95	182.87	58.96	0.9
414	904.82	5.73	8.85	8.85	10.3	0.001962	5.34	169.33	58.44	1

Min Ch. El : Altitude du radier du canal	Flow area : Section mouillée
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé	Froude chl : Nombre de Froude
Top Width : Largeur au miroir	E.G slope : Pente de la ligne d'énergie
E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie	Vel chnl : Vitesse d'écoulement

Les sections du canal mixte simulées par HecRas sont représentées dans la figure 5.8



Section (a).



Section (b)

Figure 5. 8 : représente les sections transversal d'oued aménagée (béton & Gabion).

Interprétation des résultats :

- La vitesse dans les canaux mixtes est largement inférieure à la vitesse admissible pour Gabion de 0.5 m ($V_{adm} = 8 \text{ m/s}$).
- Dans les canaux ou nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie : Il n'y a pas de ressaut hydraulique.

5.6.1 Calcul des volumes :

Les volumes sont calculés de même manière que la première variante, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Table 5. 14 : Calcul volume du béton et Gabion.

	Béton armé :	Béton de propreté :	Gabion :
L'épaisseur :	0.2	0.1	0.5
Volume :	50038.2	25019.2	29721.353

5.6.2 Les volumes de terrassements

L'estimation des volumes de terrassements (déblai et remblai) se fait de la même manière que la précédente à l'aide de HecRas.

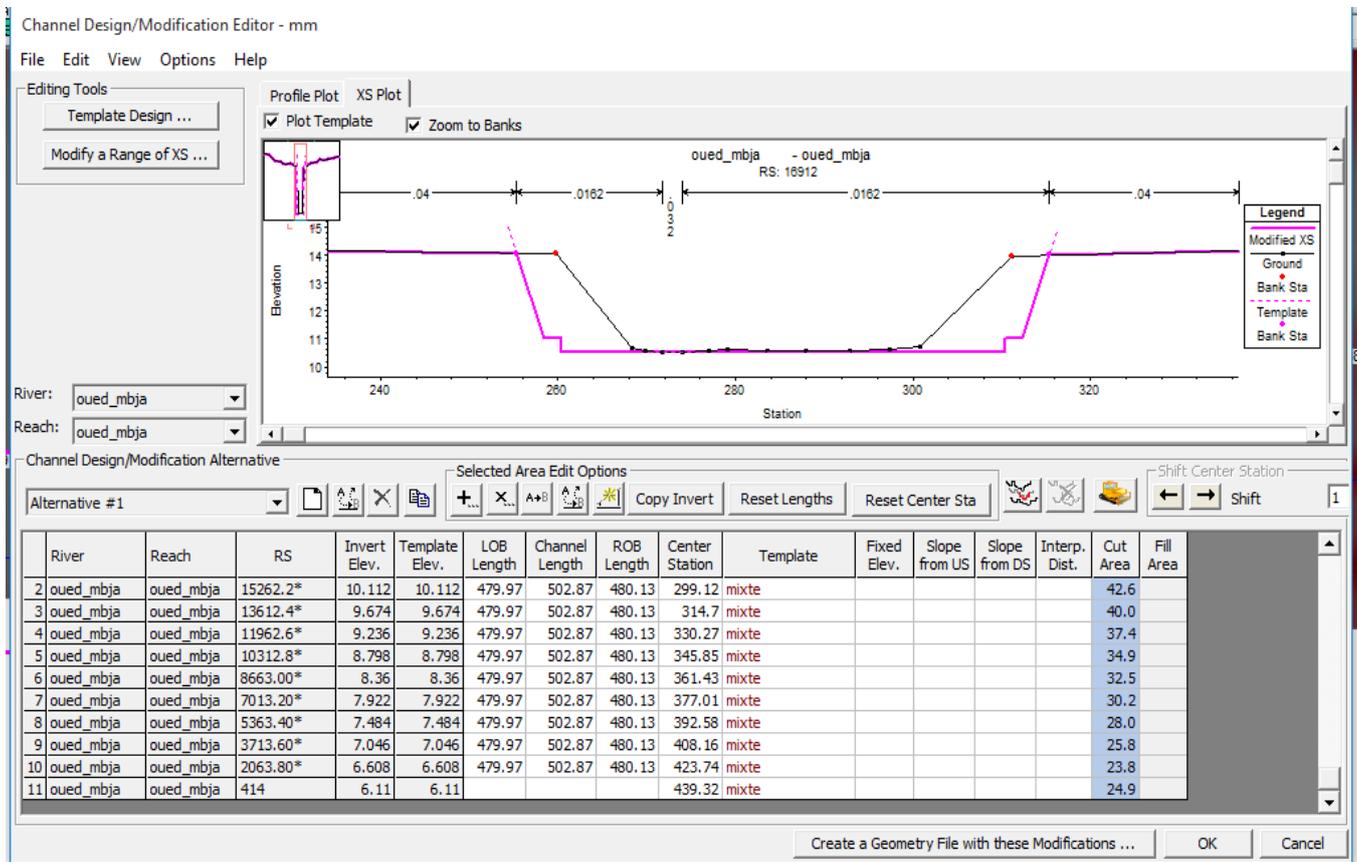


Figure 5. 9 : Calcul des volumes de terrassement cas du canal mixte (béton et gabion).

Les résultats de calculs du Déblai = 1868927 m³.

L'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant

Table 5. 15 : Devis de la variante (canal mixte (Gabion & béton armée)).

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Terrassement	Déblai	m3	1868927	250.00 DZD	467231750.00 DZD
	Remblai	m3	0	200.00 DZD	0 DZD
Construction	Gabion	m3	29721.35	4500.00 DZD	133746057.00 DZD
	Béton de propreté	m3	25019.2	6000.00 DZD	150115200.00 DZD
	Béton armé	m3	50038.2	32000.00 DZD	1601222400.00 DZD
Montant total (DA) :					2352315407 DZD

5.7 Choix de la variante d'aménagement

5.7.1 Avantage et les inconvénients :

Pour obtenir la meilleure sélection, nous devons connaître les avantages et les inconvénients des deux variantes :

Table 5. 16 : Les avantages et les inconvénients des deux variantes.

Variantes :	Avantages :	Inconvénients :
Canal de forme trapézoïdal en béton.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le rendement hydraulique est efficace. ➤ Les résultats de calcul sont réalistes. ➤ La durée de vie est importante (50 à 120 ans). Ou moyenne 80ans. ➤ Les matériaux de constructions sont disponibles. ➤ La forme étroite est adaptée à la ville. ➤ La durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion. ➤ Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. ➤ Très répandu dans la protection contre les inondations. ➤ Un cout moyen par année égale à 31.627 MDA 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le cout de génie civil est peu élevé. ➤ Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). ➤ Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles.
Canal mixte (Gabion & béton armée).	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Utilisation de la matière locale. ➤ La mise en œuvre est facile. ➤ Bonne protection contre l'érosion. ➤ Le gabion est robuste, durable et modulable. ➤ Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. ➤ Résiste à des crues importantes. Transport et stockage aisé, coutmoins élevé. ➤ La durée de vie est peu importante (60ans). ➤ Un cout moyen par année égale à 37.06MDA 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Faible stabilité surtout aux périodes des crues. ➤ L'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. ➤ Modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. ➤ L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. ➤ Les ouvrages en gabion s'intègrent rapidement à l'environnement naturel et permettant à la faune et la flore de s'installer dans les interstices libres. Après quelques mois à années, la végétation recouvre les ouvrages gabion, Ce qui signifie une efficacité hydraulique inférieure. ➤ L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne de Gabionnage, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer, si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers
		<p>entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.</p>

5.7.2 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.

5.7.3 La variante choisit

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du canal mixte paraît plus économique que la variante mixte.

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- La simplicité de la réalisation.
- Coût moins élevé.
- Longue durabilité.
- Une bonne stabilité.

Conclusion :

Après avoir étudié les sections proposées pour l'aménagement d'oued Mebouadja, nous avons opté pour les canaux en béton armé de forme trapézoïdale.

Chapitre 06 : Organisation et ordonnancement des travaux de chantier.

6 Introduction :

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires (humains, matérielles, et matériaux), et imposer un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but la rapidité, la qualité et l'économie.

Dans ce chapitre nous allons présenter une organisation de chantier propre à l'aménagement du tronçon d'oued Mebouadja qui traverse la commune de Derradji redjm (mezerana), qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires, ainsi que la définition et le choix final des engins utilisés pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

6.1 Réalisation de la variante choisie :

La bonne connaissance du site de l'oued et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution à du canal d'aménagement et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire confier tous les moyens nécessaires dans chantier pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée.
 - Structurer convenablement les postes de travail.
 - Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée.
 - Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité.

6.2 Rôles des intervenants sur le chantier :

6.2.1 L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par :

6.2.1.1 Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. 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.
- La coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats

Chapitre 0 6 : Organisation et ordonnancement des travaux de chantier.

et la réalisation des travaux.

- Prendre possession du projet.

6.2.1.2 Maître de l'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.

6.2.1.3 Entrepreneur :

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.
- Élaborer le planning d'exécution des travaux.
- Répondre aux obligations établies par les documents contractuels.
- Réaliser les travaux définis dans son contrat.

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.

Figure 6. 1 : Engins et leurs tâches.

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeur	
	Camions	
	Pelles	
Terrassement	Niveleuse	Donner la forme exacte du 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	

6.3 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements

Figure 6. 2 : Le devis des différents travaux de l'aménagement d'oued Mebouadja.

Désignation travaux :		Unité :	Quantité :	Prix unitaire (DA) :	Montant (DA) :
Terrassement :	Déblai	m^3	764588.3	250	191147070
	Remblai	m^3	0	200	0.00
Construction :	Béton de propreté	m^3	27961.46	6 000	167768760
	Béton armé	m^3	55922.92	32 000	1677687600
Montant hors taxes (DA) :					2036603430.0
TVA 19% :					386954651.7
Total TTC (DA) :					2423558081.7

Planification :

6.3.1 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.
- L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- La simplification des méthodes.

6.3.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

1. Méthodes basées sur le réseau.
2. Méthodes basées sur le graphique.

6.3.2.1 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.



Figure 6. 3 : 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.

b) Construction du réseau : Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :



Figure 6.2 : L'opération A précède l'opération B

➤ Établissement 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 : Nous avons ces méthodes suivantes

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

➤ L'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

➤ Analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

➤ Adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

➤ Méthode de 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.

6.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique

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

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

6.3.3 Les étapes de la planification :

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

Collection des informations

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

Décomposition du projet

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

Relations entre les tâches

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

6.4 Choix de la méthode de calcul

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

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

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

DCP	Tr
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

Tr : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ; **DCCP** : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ; **DFPP** : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

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 :

$$\text{C.C} \iff \left\{ \begin{array}{l} \text{MT} = 0. \\ \sum \text{TC.C} = \text{D. T. P.} \end{array} \right.$$

6.5 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'œil :

— Les différentes tâches à envisager.

Chapitre 0 6 : Organisation et ordonnancement des travaux de chantier.

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

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

6.6 Élaboration 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 table 6.2.

6.6.1 Attribution des durées pour les tâches

Table 6. 1 : Liste des opérations avec leurs durées.

Étape	Opération	Code	Durée (jours)
Début	Installation du chantier	A	10
Partie 1	Terrassement + Compactage	T1	10
	Béton de propreté	P1	10
	Bétonnage	B1	10
Partie2	Terrassement + Compactage	T2	10
	Béton de propreté	P2	10
	Bétonnage	B2	10
Partie 3	Terrassement + Compactage	T3	10
	Béton de propreté	P3	10
	Bétonnage	B3	10
Partie 4	Terrassement + Compactage	T4	10
	Béton de propreté	P4	10
	Bétonnage	B4	10
Fin	Déménagement du chantier	F	10

Table 6. 2 : Succession des taches

Opération	Code	Durée(semaine)	Succède	Précède
Installation du chantier	A	10	T1	/
Terrassement + Compactage	T1	10	P1, T2	A
Béton de propreté	P1	10	B1, P2	T1
Bétonnage	B1	10	B2	P1
Terrassement + Compactage	T2	10	P2, T3	T1
Béton de propreté	P2	10	B2, P3	T2 ; P1
Bétonnage	B2	10	B3	B1, P2
Terrassement + Compactage	T3	10	T4, P4	T2
Béton de propreté	P3	10	B4, P4	T3, P2
Bétonnage	B3	10	B4	B2, P3
Terrassement + Compactage	T4	10	P4, F	T3
Béton de propreté	P4	10	B4, F	T4, P3
Bétonnage	B4	10	F	B3, P4
Déménagement du chantier	F	10	/	T4

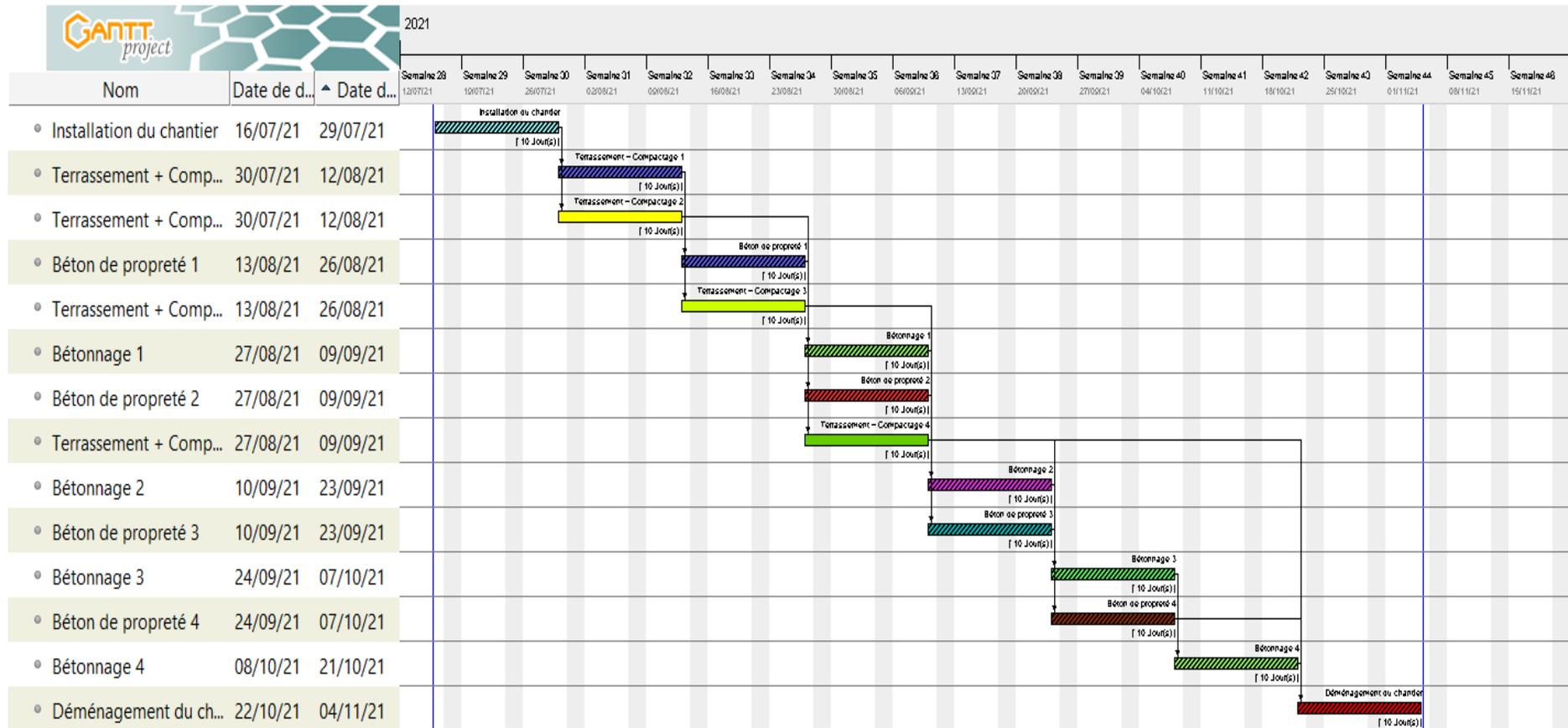


Figure 6. 4: Diagramme de Gantt

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens. Suite à l'étude, on peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de 3 mois et 21 jours et cela pour un coût total estimatif de 242 355 808 1.7 DA.

CONCLUSION GÉNÉRALE

La finalité de présent document est de faire de protection de oued Meboudja contre les inondations dans la commune de Sidi amar W. Annaba, dans le but de traiter et d'évaluer la problématique d'inondation dans la zone étudiée. Cette dernière est caractérisée par des surfaces à forts enjeux dont la vulnérabilité est élevée, par conséquent des zones à haut risque d'inondabilité.

L'étude hydromorphologique du bassin versant montre que ce dernier est d'une forme allongée, caractérisé par un relief fort et un temps de concentration assez faible, chose qui accentue encore plus les crues. Pour l'estimation du débit de crue nous avons eu recours aux différentes formules empiriques, ajustées à une loi statistique permettant ainsi de déterminer le débit de période de retour désirée. L'établissement d'un diagnostic du cours d'eau à l'état naturel, en déterminant l'enveloppe des zones inondables à l'aide de puissance de calcul informatique via l'outil Arcgis permettant un traitement et l'exportation du modèle numérique du terrain comme étant un fond topographique vers le logiciel de calcul et simulation HecRas, la simulation montre que , le cours d'eau à son état naturel ne possède pas la capacité d'évacuation des eaux provenant d'un évènement extrême de l'ordre d'une crue centennale.

La cartographie du cours d'eau ainsi que le phénomène d'inondabilité a été réalisé de façon à refléter la réalité après une simulation. L'exploitation des résultats obtenus de la cartographie nous a permis de constater que beaucoup de surfaces sont inondables dans le cas d'une crue centennale, les surfaces inondables regroupent les surfaces urbaines et construites, agricoles, routes et chemins chose qui oblige à suggérer des solutions comme schémas d'aménagements adéquats. Une évaluation des variantes proposées de point de vue technico-économique nous a permis de faire un choix de schéma d'aménagement adéquat, satisfaisant tous les critères de sélection, il s'agit d'un aménagement par un canal en béton de forme trapézoïdale sur la longueur du cours d'eau Le coût du projet est estimé à 242 355 808 1.7 DA pour un délai de réalisation de 3 mois et 21 jours, avec une obligation de suivi continu pour garantir un meilleur service et une longue durée de vie.

Pour conclure, un ouvrage construit est considéré comme réussi dès qu'il répond aux besoins et objectifs soulignés dans l'étude. Mais comme tous les ouvrages construits, sans une inspection régulière et une maintenance continue, ces ouvrages se dégradent et s'affaiblissent et ne répondent plus aux exigences de protection contre les inondations, c'est pour quoi construire pour protéger sans maintenances et inspections n'a jamais été une solution définitive.

Bibliographies :

- Y, H, BOUCHILAOUN (2019) ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA ZONE OUEST DE VILLE DE L'EULMA, Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.
- H, J Scarwell & R, Laganier (2017). RISQUE D'INONDATION ET AMÉNAGEMENT DURABLE DES TERRITOIRES, Environnement et société, France.
- Touaïbia, B., 2004.** Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida
- S.Yahiaoui , B. Touaibia (2012).** Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.
- Musy, A., Higy, C., 1998.** Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Degoutte, G., 2006.** Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.
- U.S. Army Corps of Engineers (2010a).** HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.
- U.S. Army Corps of Engineers (2010b).** HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.
- CEMAGREF. (2004)** Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.
- Graf, W., Altinakar, M. S., 1993.** Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et nonuniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Laborde J.P., 2003.** Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

ANNEXS :

ANNEXS 1 : Table de $\chi^2_{\nu, \alpha}$ théorique.

P γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

**ANNEX 2 : Table des valeurs de
coefficient de Manning.**

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150