الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵔⵔⴰⵣ ⵓⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Protection de la ville de OULED MAAREF au Sud-Est de la wilaya de MEDEA contre les inondations (OUED OULED MAAREF)

Présenté par :
HADJ SADOK Mohamed Mounsif

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
OSMANI El Hadi	M.A.A	Examinateur
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Promoteur

Session Juillet 2025

☙ Dédicace ❧

Je dédie ce mémoire, avec toute ma reconnaissance :

À mes chers parents :

Ma chère mère Dalila pour sa présence constante et ses prières silencieuses, et mon père Rachid qui m'a tant aidé et encouragé.

Merci à vous deux pour tout ce que vous m'avez donné.

À mes chers frères :

Louai, Youcef et le petit de la famille Adem

À la mémoire de mon grand-père…

À tous mes amis :

Avec qui j'ai partagé des moments d'apprentissage et de croissance.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

℘ REMERCIMENT ℘

Avant toute chose, je voudrais tout d'abord rendre grâce à dieu qui m'a donné le courage, la patience et la volonté de me plonger dans les études afin de terminer ce travail.

Ma reconnaissance va particulièrement à Mr **HADJ SADOK Ahmed**, mon promoteur, dont le soutien a eu toute son importance dans le cadre de ce projet. Son écoute, ses conseils judicieux et son encouragement sans cesse renouvelé m'ont permis de parvenir à la réalisation de ce mémoire. Merci pour le temps qu'il m'a donné et pour la richesse de son encadrement.

Je remercie aussi les membres du jury présents qui ont bien voulu m'honorer de leur présence pour l'évaluation de mon travail.

Et enfin mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants qui m'ont accompagnée durant l'ensemble de ces cinq années de formation. La qualité de leur enseignement et leur engagement ont été extrêmement profitables à l'acquisition de mes connaissances et compétences pour la finalisation de mon projet.

ملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى وضع خطة لحماية مدينة أولاد معرف، الواقعة في ولاية المدية، من الفيضانات عن طريق إنشاء هياكل هيدروليكية مناسبة على طول الوادي. في هذه الدراسة، قمنا أولا بإجراء تحليل هيدرولوجي لمعطيات التساقطات لتقدير تدفق الفيضان. ثم، تم إجراء دراسة هيدروليكية لمحاكاة التدفقات باستخدام برنامج النمذجة. أخيراً، تم مناقشة الحلول المقترحة، ودراستها، و تحديد أبعادها بناءً على نهج تقني و اقتصادي مدروس لاختيار الحل الأنسب. وقد تم إعتماد إنجاز قناة من الصِّمَاد، بتكلفة إجمالية تقدر ب 139 293 218 دينار جزائري، ومدة إنجاز تبلغ ستة أشهر وأسبوعين.

الكلمات المفتاحية: حماية، الفياضانات، تحليل هيدرولوجي، خيارات التصميم الهيدروليكي، دراسة هيدروليكية.

Résumé :

Ce travail consiste en une étude d'aménagement de l'Oued OULED MAAREF, se trouvant dans le Sud-Est de la wilaya de Médéa. Le but principal est de protéger la ville de Ouled Maaref contre les inondations en aménageant l'OUED à l'aide de structures hydrauliques adaptées. L'étude de l'aménagement de l'Oued comprend une analyse hydrologique des précipitations afin d'estimer le débit de crue. Par la suite, une étude hydraulique est menée pour la simulation des écoulements et pour connaître les impacts des différentes solutions en utilisant le logiciel HEC-RAS. Des variantes d'aménagement sont ensuite présentées, étudiées et dimensionnées selon une approche technique et économique raisonnée. La variante retenue consiste en la réalisation d'un canal en gabions, pour un coût total estimé à 218 293 139 Dinars Algérien (DA), avec une durée d'exécution évaluée à environ 6 mois et 2 semaines.

Mots clés : Protection, Inondations, Analyse hydrologique, Variantes d'aménagement, Etude hydraulique.

Abstract:

This work aims to develop a flood protection plan for the city of OULED MAAREF, located in the southeastern region of Medea. The main goal is to protect the city from floods by implementing hydraulic structures along the oued. This study includes a hydrological analysis of precipitation data in order to estimate the flood discharge. A hydraulic study was then performed to simulate flows using the HEC-RAS modeling software, and various development variants were designed. These variants were subsequently studied and dimensioned based on a reasoned technical and economic approach to select the most suitable solution. The selected option involves the construction of a gabion channel, with a total estimated cost of 218 293 139 Algerian Dinars (DA) with an estimated execution period of approximately 6 months and 2 weeks.

Keywords: Protection, Inundation, Hydrological analysis, Hydraulic design options, Hydraulic study.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

I.1 Introduction: 21
I.2 Cadre géographique: 21
I.3 Topographie et relief: 22
I.4 Géologie : 23
I.4.1 Evolution du paysage : 23
I.4.2 Hydrogéologie : 23
I.4.3 Risques géologiques : 23
I.5 Sismicité : 25
I.6 Géotechnique : 26
I.7 Climatologies : 26
I.7.1 Précipitations mensuelle : 26
I.7.2 Température : 27
I.7.3 L'humidité relative : 28
I.7.4 Le vent : 29
I.7.5 Le Sirocco : 29
I.7.6 La neige : 30
I.7.7 La grêle : 30
I.8 Hydrologie et réseau hydrographique : 30
I.9 Contraintes et défaillances des ouvrages d'aménagement existants : 31
I.10 Infrastructures hydrauliques : 31
I.10.1 Alimentation en eau potable : 31
I.10.2 Assainissement : 31
I.11 Conclusion : 32

CHAPITRE II : ETUDE MORPHOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction : 34
A\ Etude morphologique : 34
II.2 Caractéristiques morphologique du bassin versant : 34
II.3 Présentation des indices de forme : 36
II.3.1 Indice de Horton : 36
II.3.2 Coefficient d'allongement : 36

II.3.3 Indice de Gravélius : 36
II.4 Rectangle de Gravélius : 37
II.5 Les reliefs : 37
II.5.1 Répartition et courbe hypsométrique : 38
II.5.2 L'altitude max et min : 39
II.5.3 L'altitude moyenne : 39
II.5.4 Analyse des indices de pente : 40
II.5.4.1 Indice de pente globale (I_g) : 40
II.5.4.2 Pente moyenne des bassins versants (I_m) : 40
II.5.4.3 Indice de pente de roche : 41
II.5.4.4 Dénivelée spécifique : 41
II.6 Le réseau hydrographique : 42
II.6.1 La densité de drainage : 42
II.6.2 La pente moyenne du cours d'eau principale : 42
II.6.3 Le temps de concentration T_c : 43
II.6.3.1 Formule de TURAZZA : 43
II.6.3.2 Formule de Temez : 43
II.6.3.3 Formule de KIRPICH : 43
II.6.3.4 Formule de SOGREAH (A.N.R.H) : 43
II.6.3.5 Formule de GIANDOTTI : 44
II.6.3.6 Formule de VENTURA : 44
II.6.4 La vitesse moyenne de ruissellement : 45
B\ Etude hydrologique : 47
II.7 L'étude de la pluviométrie : 47
II.7.1 Analyse pluviométrique de la région d'étude : 47
II.7.2 Répartition des précipitations : 48
II.7.3 Présentation de la station d'observation d'Ain Boucif : 48
II.8 Traitement des données pluviométriques : 49
II.8.1 Les pluies maximales journalières : 51
II.8.2 Analyse et mesures statistiques de la série : 52
II.8.3 Étapes préliminaires avant de procéder à la sélection du modèle fréquentiel adapté : 53
II.8.4 Choix de la loi d'ajustement : 53
II.8.4.1 Ajustement à la loi de Galton (log-normale) : 54
III.8.4.3 Ajustement à la loi de GUMBEL : 55
II.8.5 Test d'adéquation : 57
II.8.6 Comparaison entre les lois d'ajustement (test visuelle) : 58

II.8.7 Les pluies et intensités de courte durée : 59
II.8.8 Courbes IDF et PDF : 62
II.9 Etude des apports liquides : 63
II.9.1 Estimation de la lame ruisselée et du volume des apports liquides annuels : 63
II.9.1.1 Formule de Mallet-Gauthier : 63
II.9.1.2 Formule de MEDINGER : 63
II.9.1.3 Formule d'ERRIH : 63
II.9.1.4 Formule de DERIE I : 63
II.9.2 Les caractéristiques de l'écoulement : 64
II.9.2.1 Module d'écoulement : 64
II.9.2.2 Module de l'écoulement relatif : 65
II.9.2.3 Lame d'eau ruisselée moyenne : 65
II.9.2.4 Coefficient d'écoulement : 65
II.9.2.5 Coefficient de variation : 65
II.9.2.5.1 Formule de SOKOLOVSKY : 65
II.9.2.5.2 Formule de PADOUN : 65
II.9.2.5.3 Formule de KRITSKLY-MENKEL : 66
II.9.2.5.4 Formule de URGIPROUODKHAZ : 66
II.10 Estimation fréquentielle des apports : 66
II.11 Calcul du débit de crue : 67
II.11.1 Méthode volumique (Formule de SOKOLOVSKY 1968) : 68
II.11.2 Formule de Mallet-Gauthier : 68
II.11.3 Formule d'ANRH (Taibi, 1993) : 69
II.11.4 Formule de Giandotti : 69
II.12 Hydrogramme de crue : 70
II.12.1 Calcul des volumes des crues : 71
II.13 Transport solide : 73
II.13.1 Formule de Tixeront (1960) : 73
II.13.2 La méthode d'estimation au Nord d'Algérie : 74
II.13.3 Estimation de l'apport total en sédiments : 74
II.14 Conclusion : 75

CHAPITRE III: ETUDE HYDRAULIQUE

III.1 Introduction : 77
III.2 Fondements Théoriques : 77
II.2.1 Ecoulement à surface libre : 77

III.2.2 Eléments de base des canaux ouverts : 77
III.2.3 Types des canaux : naturels, artificiels 78
III.2.3.1 Canaux naturels : 78
III.2.3.2 Canaux artificiels : 79
III.3 Différentes caractéristiques des écoulements : 79
III.3.1 L'écoulement permanent : 79
III.3.2 L'écoulement non-permanent : 80
III.3.3 Différences entre le régime uniforme et non uniforme : 80
III.3.3.1 Régime uniforme : 80
II.3.3.2 Régime non-uniforme : 81
III.4 Dimensionnement hydraulique : 82
II.4.1 La formule de calcul de Chézy : 82
III.4.2 Calcul du coefficient de Chézy : 82
III.4.2.1 La formule de Bazin : 82
III.4.2.2 La formule d'AGROSKINE : 83
III.4.2.3 La formule de PAVLOVSKY : 83
III.4.2.4 La formule de MANNING : 84
III.5 Géométrie : 84
III.5.1 Calcul de la section optimale afin d'atteindre la meilleure conductivité : 84
III.5.1.1 Section rectangulaire : 85
III.5.1.2 Section Trapézoïdale : 86
III.5.2 Détermination de la profondeur normale (y_n) : 87
III.5.3 Détermination de la profondeur critique (y_c) : 88
III.5.4 Nombre de Froude (F_r) : 89
III.5.5 La pente critique (I_{cr}) : 89
III.6 Diagnostic hydraulique sur l'état actuel de l'oued d'Ouled Maaref : 90
III.7 Evaluation du comportement d'un cours d'eau à l'état naturel : 93
III.7.1 Expression analytique de la ligne d'eau : 93
III.7.2 Analyse des courbes de remous en canal non aménagé : 94
III.8 Calcul du ressaut hydraulique : 95
III.9 Modélisation des écoulements : 97
III.9.1 Pourquoi opter HEC-RAS pour la simulation ? 97
III.9.2 Aperçu du logiciel HEC-RAS : 97
III.9.3 Processus de simulation hydraulique sous HEC-RAS : 98
III.9.4 Intégration des paramètres géométrique du cours d'eau : 98
III.9.5 Saisie des données de flux : 99
III.9.6 Exécution de la simulation : 100

III.10 Visualisation et partage des résultats : 101
III.11 Conclusion :..... 107

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT

IV.1 Introduction :..... 109
IV.2 Principe fondamentale des aménagements hydrauliques : 109
IV.2.1 Typologie des aménagements hydrauliques utilisés pour la protection de la ville d'Ouled Maaref contre les inondations : 109
IV.2.2 Expressions analytiques pour le calcul des canaux : 110
IV.2.3 Paramètres à considérer pour dans la conception : 111
IV.2.3.1 La pente longitudinale (I) : 111
IV.2.3.2 La rugosité du revêtement (n) : 111
IV.2.3.3 La vitesse d'érosion admissible : 112
IV.2.3.4 La revanche du canal : 112
IV.3 Etude des variantes : 112
IV.3.1 Première variante : Canal de forme trapézoïdale en béton armé 113
IV.3.1.1 Dimensionnement : 113
IV.3.1.2 Les caractéristiques d'écoulement : 114
IV.3.1.3 Calcul de stabilité du canal : 118
IV.3.1.4 Evaluation des quantités et des coûts de la première variante : 120
IV.3.2 Deuxième variante : protection avec canal en gabions 121
IV.3.2.1 Les paramètres géométrique d'une section en gabion : 121
IV.3.2.2 Dimensionnement : 121
IV.3.2.3 Les caractéristiques d'écoulement : 122
IV.3.2.4 Evaluation des quantités et des coûts de la deuxième variante : 127
IV.4 Critères de choix des variantes : 127
IV.5 Analyse comparative entre variantes et justification du choix : 128
IV.6 Conclusion :..... 128

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

V.1 Introduction : 130
V.2 Installation du chantier :..... 130
V.2.1 Rôle de la mise en œuvre du chantier : 130
V.2.2 Plan d'installation du chantier : 130
V.3 Analyse des interactions entre les partenaires d'une opération :..... 131
V.3.1 Le Maître de l'Ouvrage : 131

V.3.2 Le Maître d'Œuvre : 131
V.3.3 L'entrepreneur : 131
V.4 Dispositif logistique et technique mobilisées pour le chantier : 132
V.4.1 Les ressources humaines : 132
V.4.2 Les équipements : 132
V.5 Déroulement des travaux : 134
V.6 Devis quantitatif et estimatif : 135
V.7 Sécurité de travail : 135
V.7.1 Identification des dangers : 135
V.7.2 Mesures de sécurité collective : 136
V.7.2.1 Sécurisation des engins : 136
V.7.2.2 Sécurisation du site : 136
V.7.3 Mesures de protection individuelle : 136
V.8 Planification détaillée des travaux : 138
V.8.1 Définition de la planification : 138
V.8.2 Méthodes fondées sur les réseaux : 138
V.8.2.1 Principe générale des méthodes réseau : 138
V.8.2.2 Différents types de réseau : 138
V.8.2.3 Phases de construction d'un réseau : 139
V.8.2.4 Les méthodes basées sur le réseau : 139
V.8.3 Méthodes fondées sur le graphique : 140
V.8.4 Démarche de la planification : 140
V.8.5 Sélection de la méthode de planification : 141
V.8.5.1 Les variables essentielles pour l'exécution de la méthode C.P.M : 141
V.8.5.2 Le chemin critique (C.C) : 142
V.8.6 Le diagramme de Gantt : 142
V.9 Conclusion : 145

Conclusion générale

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCE SITOGRAPHIQUES

ANNEXES 149

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Figure I-1 : limite administrative de la commune d'Ouled Maaref 21
Figure I-2 : Image satellitaire d'Ouled Maaref 22
Figure I-3 : Extrait de la carte géologique de la région d'Ouled Maaref 24
Figure I-4 : Légende de la carte géologique d'Ouled Maaref 24
Figure I-5 : Evolution du zonage sismique du territoire national 25
Figure I-6: Distribution des précipitations moyennes mensuelle 27
Figure I-7: Évolution mensuelle de la température moyenne 28
Figure I-8 : Variation mensuelle de l'humidité relative 28
Figure I-9: Vitesse et direction du vent (7h, 13h, 18h) 29

CHAPITRE II : ETUDE MORPHOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE

Figure II-1: la carte topographique 34
Figure II-2: Carte hydrographique du bassin versant de Ouled Maaref 35
Figure II-3: Carte hypsométrique du BV d'Ouled Maaref 38
Figure II-4: La courbe Hypsométrique 39
Figure II-5: Cartographie pluviométrique : région d'étude 47
Figure II- 6: Carte pluviométrique du nord algérien 49
Figure II- 7: Analyse graphique de l'ajustement à la loi log-normal 55
Figure II- 9 : Analyse graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel 57
Figure II- 10: Représentation comparative de l'ajustement selon les lois utilisées 58
Figure II- 11: Les courbes Pluies-Durée-Fréquence du bassin versant d'Ouled Maaref 62
Figure II- 12: Les courbes Intensité-Durée-Fréquence du bassin versant d'Ouled Maaref…….. 62
Figure II- 13: Hydrogrammes de crues du BV d'Oued Ouled Maaref selon SOKOLOVSKY 73

CHAPITRE III: ETUDE HYDRAULIQUE

Figure III- 1: Paramètres géométriques d'un canal naturel à surface libre 78
Figure III- 2: Ecoulement permanent 80
Figure III- 3: Ecoulement non-permanent 80
Figure III- 4: La variation du profil d'écoulement 81
Figure III- 5: Schéma d'une section rectangulaire d'un canal 85
Figure III- 6: Schéma d'une section trapézoïdale d'un canal 86
Figure III- 7: Vue de l'entrée de l'Oued de la ville d'Ouled Maaref 90

Figure III- 8: L'oued de la ville aprés la crue de 2010 91
Figure III- 9: Rive droite de l'oued..... 91
Figure III- 10: Stagnation des eaux dans le lit d'oued..... 92
Figure III- 11: Gabionnage en sortie de la ville - protection non continue..... 92
Figure III- 12: Schématisation des profils de remous de types M (Mild), S (Steep)..... 94
Figure III- 13: Types H (horizontal), C (critical), A (Adverse)..... 94
Figure III- 14 : Schéma d'analyse de la typologie des ressauts hydrauliques 96
Figure III- 15 : Interface principale de HEC-RAS (5.0.3)..... 97
Figure III- 16: Schéma des cross sections et l'axe du l'oued Ouled Maaref (HEC-RAS) 99
Figure III- 17: Présentation des débits correspondant à différentes périodes de retour..... 100
Figure III- 18 : Conditions aux limites appliquées aux différentes sections..... 100
Figure III- 19 : Profile en long du cours d'eau avec représentation de la ligne d'eau simulée (Résultats HEC-RAS)..... 101
Figure III- 20: Vue tridimensionnelle de l'oued pour un débit de crue de 100 ans..... 102
Figure III- 21 : Vues en travers de quelques sections..... 103
Figure III- 21: Vues en travers de quelques sections (Suite et fin)..... 104

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT

Figure IV- 1: Vues en travers des différents profils – Variante 1 115
Figure IV- 1: Vues en travers des différents profils – Variante 1 (suite)..... 116
Figure IV- 1: Vues en travers des différents profils – Variante 1 (suite et fin)..... 117
Figure IV- 2: Profil en long après l'aménagement d'oued Ouled Maaref – Variante 1 (Protection avec canal en béton armé)..... 118
Figure IV- 3 : Vues en travers des différents profils – Variante 2 124
Figure IV- 3: Vues en travers des différents profils – Variante 2 (suite)..... 125
Figure IV- 3: Vues en travers des différents profils – Variante 2 (suite et fin)..... 126
Figure IV- 4: Profil en long après l'aménagement d'oued Ouled Maaref – Variante 2 (Protection avec canal en gabions)..... 126

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure V- 1: Représentation graphique en réseau à nœuds 144
Figure V- 2: Diagramme de Gantt des travaux d'aménagement d'oued Ouled Maaref..... 144

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Tableau I-1: Valeurs des coefficients d'accélération de chaque zone selon (RPA) 25
Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles de la période (1982-2022) en (mm) 27
Tableau I-3: Répartition de la température moyenne mensuelle en (C°) 27
Tableau I-4 : l'humidité relative mensuelle réparties en (%) 28
Tableau I-5: Variation horaire du vent par direction 29
Tableau I-6: Occurrence mensuelle du phénomène de Sirocco 30

CHAPITRE II : ETUDE MORPHOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE

Tableau II-1: La superficie de différents sous BV 35
Tableau II-2: Catégorisation des bassins versants selon leur indice de compacité 36
Tableau II-3: Coordonnées de la courbe hypsométrique 38
Tableau II-4: Paramètres altimétriques du BV 40
Tableau II-5 : Classification des reliefs selon Ds (d'après l'O.R.S.T.O.M) 41
Tableau II-6: Évaluation des valeurs de T_c en fonction des méthodes empiriques 44
Tableau II-7: Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant d'Ouled Maaref 46
Tableau II-8: Caractéristiques de la station d'Ain Boucif 48
Tableau II-9: la série pluviométrique de la station d'Ain Boucif 50
Tableau II-10: Valeurs maximales des pluies journalières en (mm) 51
Tableau II-11: Synthèse des caractéristiques de la série des pluies max-journalières 52
Tableau II- 12: Résultats de l'ajustement à la loi log-normal 55
Tableau II- 13: Résultat de l'ajustement à la loi Gumbel 56
Tableau II- 14: Les résultats du test khi-carré 57
Tableau II- 15: Valeurs des pluies et intensités fréquentielles pour une durée égale à Tc 59
Tableau II-16: les pluies (mm) et les intensités des pluies (mm/h) sur le BV d'Ouled Maaref 60
Tableau II- 17: Tableau récapitulatif des apports liquides estimés par diverses formules empiriques 64
Tableau II-18: Coefficient de variation (C_v) 66
Tableau II-19: L'apport fréquentielle du bassin versant d'Ouled Maaref 67
Tableau II-20: Estimation des valeurs de γ en fonction des caractéristiques du bassin versant 68
Tableau II-21: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (SOKOLOVSKY) 68
Tableau II-22: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (Mallet-Gauthier) 69
Tableau II-23: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (A.N.R.H Taibi) 69
Tableau II-24: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (Giandotti) 70

Tableau II-25: Récapitulatif des résultats du débit des crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref calculés avec les quatre formules 70
Tableau II-26: Les valeurs des volumes maximaux des crues d'Oued Ouled Maaref 72
Tableau II-27: Hydrogrammes de crues calculés d'Oued Ouled Maaref 72
Tableau II-28: Evaluation des valeurs de α en fonction des caractéristiques du BV 74
Tableau II-29 : Quantification du transport solide 74

CHAPITRE III: ETUDE HYDRAULIQUE

Tableau III- 1: Récapitulatif comparatif des régimes d'écoulement 82
Tableau III- 2: la variation du coefficient de Bazin en fonction du revêtement utilisé 83
Tableau III- 3: Valeurs usuelles du fruit de talus pour la conception des sections trapézoïdales 87
Tableau III- 4: Classification des régimes d'écoulement selon les valeurs de Reynolds et Froude 89
Tableau III- 5: Les différents types et les propriétés des ressauts hydrauliques différenciées selon les valeurs de F_r 96
Tableau III- 6: Récapitulatif des différents paramètres de l'écoulement par station 105
Tableau III- 6: Récapitulatif des différents paramètres de l'écoulement par station (suite) 106

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES D'AMÉNAGEMENT

Tableau IV- 1: Définition des caractéristiques géométriques d'une section ouverte 111
Tableau IV- 2: Coefficient (n) de Manning pour différents types de revêtement 111
Tableau IV- 3: Vitesse d'érosion admissible selon les types de revêtement 112
Tableau IV- 4 : Les caractéristiques dimensionnelles des tronçons du canal en béton armé 113
Tableau IV- 5: Les caractéristiques d'écoulement de la première variante 114
Tableau IV- 6: Bilan des contraintes selon la largeur du canal 120
Tableau IV- 7: Quantification des travaux et évaluation des coûts de la variante n°1 120
Tableau IV- 8: Les caractéristiques dimensionnelles des tronçons du canal en gabions 122
Tableau IV- 9: Les caractéristiques d'écoulement de la deuxième variante 123
Tableau IV- 10: Quantification des travaux et évaluation des coûts de la variante n°2 127

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau V- 1: Matériels mécaniques au service du chantier d'aménagement de l'oued 133
Tableau V- 2: Analyse Quantitative des Travaux 135
Tableau V- 3: les matériels de protection individuelle obligatoires..... 137
Tableau V- 4: Description des phases d'exécution du projet avec durée estimées 143
Tableau V- 5: Structuration logique de la succession des travaux planifiés 143

Liste des planches :

Planche n°1 : Plan de situation géographique de la zone d'étude.

Planche n°2 : Schéma d'aménagement du Oued OULED MAAREF (Variante N°02).

Planche n°3 : Profil en long de la variante choisie.

Planche n°4 : Profils en travers de la variante choisie.

Liste des abréviations :

DMS : Degrés, Minutes, Secondes ;

UTM : Universal Transverse Mercator ;

WGS84 : World Geodetic System 1984 ;

ASGA : Agence du Service Géologique de l'Algérie ;

RPA : Règles Parasismiques Algériennes ;

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques ;

ONM : Office national de la météorologie ;

APC : Assemblée Populaire Communale ;

BV : Bassin versant ;

DRE : Direction des Ressources en Eau ;

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;

NGA : Nivellement Général en Algérie ;

HEC-RAS : Hydrologic Engineering Center's River Analysis System ;

MNT : Modèle Numérique de Terrain ;

QGIS : Quantum Geographic Information System ;

Q-RAS : QGIS Interface for River Analysis System ;

PIC : Plan d'installation du chantier ;

TTC : Toutes Taxes Comprises ;

Outils logiciels utilisés dans le cadre du travail

Pour ce travail, différents logiciels ont été mobilisés pour le traitement, l'analyse et la représentation des données hydrauliques et spatiales. Leur choix a été guidé par leur pertinence technique et leur complémentarité. Une brève présentation de chacun est donnée ci-dessous :

Arc-GIS :

Développée par la société ESRI, ArcGIS constitue le système professionnel, utilisé pour gérer, analyser et visualiser les données géospatiales. C'est un ensemble d'outils adaptés à la cartographie, à l'analyse spatiale, à la gestion de bases de données géographiques (SIG).

QGIS :

QGIS se présente comme une alternative open source à ArcGIS et se révèle très puissant tant par ses extensions que par ses fonctionnalités. Il permet de traiter les couches des SIG, de produire des cartes, ainsi que d'effectuer des analyses spatiales.

HYFRANPLUS :

Hyfran est un logiciel statistique ayant pour but l'analyse des données hydrologiques. Ce logiciel permet le traitement de séries chronologiques de débits (ou de précipitations) ainsi que l'extraction d'informations statistiques de ces séries (fréquences d'occurrence, quantiles, périodes de retour…). Ce logiciel est particulièrement pertinent pour les études de crues comme dans le cas présent.

HEC-RAS :

Développé par le Corps des ingénieurs de l'Armée Américaine. HEC-RAS est un logiciel destiné à la simulation de l'écoulement de l'eau dans les rivières et les canaux en régime permanent ou transitoire, couramment utilisé dans le cadre de la modélisation hydraulique, l'analyse des crues et la gestion des zones inondables.

Introduction générale

L'aménagement et la gestion des cours d'eau représentent des enjeux de préservation face aux risques naturels et des installations urbaines. Parmi les différents risques, les inondations sont récurrentes dans des nombreuses régions où l'hydrologie est influencée par des précipitations particulièrement intenses et par une morphologie défavorable des bassins versants. De ce fait, la mise en place de stratégies adéquates d'aménagement hydraulique apparaît comme une nécessité afin de garantir la sécurité des populations et de favoriser un développement durable.

La ville objet de notre étude est vulnérable aux crues de l'Oued Ouled Maaref dont le régime hydrologique est susceptible d'atteindre des valeurs extrêmes, provoquant des débordements et causant des dégâts considérables. De plus, l'inefficacité des ouvrages hydrauliques existants aggrave cette situation, mettant en péril le bâti, les infrastructures routières et les activités économiques du secteur. D'où la nécessité d'un projet d'aménagement hydraulique efficace afin de réduire les impacts des inondations et d'améliorer la gestion des eaux pluviales.

Dans cette optique, cette étude consiste à présenter une analyse complète de l'hydrologie et de l'hydraulique de l'Oued Ouled Maaref, comprenant à la fois la conception et le dimensionnement des structures de protections adéquates.

En effet, ce travail prend place dans une perspective globale multidisciplinaire visant à proposer des solutions adaptées durables à la protection de la ville de Ouled Maaref, en intégrant à la fois, les contraintes environnementales, économiques et techniques.

Le contenu de ce travail est organisé en cinq chapitres, dont les principaux sont résumés ici :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude ;

Chapitre II : Étude morphologique et hydrologique ;

Chapitre III : Étude hydraulique ;

Chapitre IV : Étude des variantes d'aménagement ;

Chapitre V : Organisation de chantier ;

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction:

La localité de OULED MAAREF se confronte à des défis spécifiques en matière de gestion de l'eau, en raison, d'une part, de sa topographie et de la présence de zones urbanisées en aval. L'étude d'un projet d'aménagement hydraulique repose sur une compréhension approfondie de la zone concernée.

Le présent chapitre met en lumière l'importance de chacun des caractéristique géographiques, climatiques, géologiques et hydrogéologiques qui impactent directement les possibilités de faisabilité et de durabilité des propositions techniques.

I.2 Cadre géographique:

Située à 44 kilomètres au Sud du chef-lieu de la wilaya de Médéa, la commune d'OULED MAAREF couvre une superficie de 192 km^2. Le positionnement géographique revêt une grande importance dans le cadre de définition de sa délimitation communale avec un certain nombre de communes. Elle est en effet délimitée au Nord par les communes d'Aouinet et Tlatet Eddouair, au Sud elle partage ses limites avec la wilaya de Djelfa, à l'Est elle est bordée par la commune de Aïn Boucif, à l'Ouest elle est limitrophe par les communes de Mefatha et Saneg.

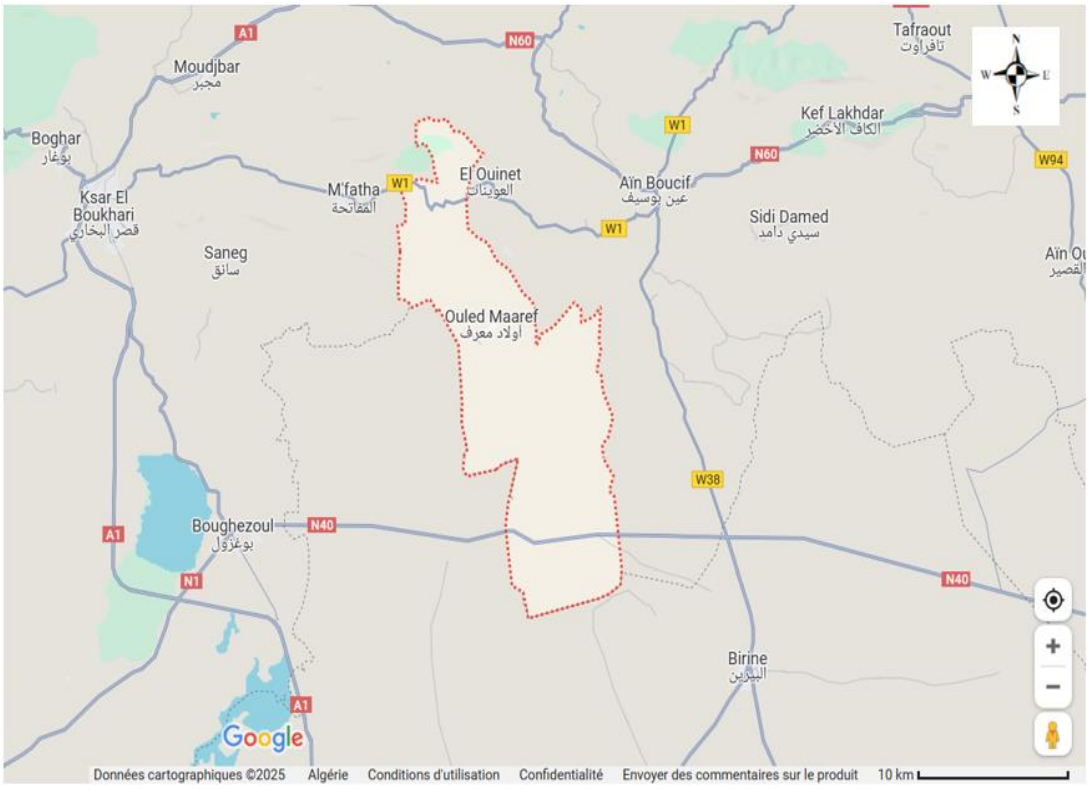


Figure I-1 : limite administrative de la commune d'Ouled Maaref

- **Coordonnées géographiques :** les coordonnées géographiques relatives en décimal sont :
  Latitude : 35,8721° N ;
  Longitude : 3,01053° E ;
  Notées sous la forme **(DMS) :** 35° 52′ 20″ N, 3° 0′ 38″ E
- **Système de projection :**
  En terme de la cartographie, la ville de Ouled Maaref est située en zone UTM 31N selon le système de projection UTM dérivé du système de référence mondial WGS84.



Figure I-2: Image satellitaire d'Ouled Maaref

(Source: Google Earth**)**

I.3 Topographie et relief:

L'assiette communale relève sur le plan géomorphologique des hautes plaines algéroises, la localité de Ouled Maaref est pourvue d'un relief modérément accidenté, il est constitué de deux entités homogènes :

- Les collines tout au nord, qui forment un écran quasi-ininterrompu et dont l'altitude varie de 800 à 900 m, le point culminant est localisé au Nord de Ain El Rhabia à 954 m.
- La plaine au sud à altitude moyenne de 650 m et qui connait une dépression dans le fond de la vallée de Nahr Ouassel. Le point le plus bas est coté à 628 m dans le Daiet El Kala.

I.4 Géologie :

La zone d'étude a connu une histoire sédimentaire complexe, avec des formations marines et continentales, témoignant d'une alternance de périodes de transgressions et régression marines et des périodes de dépôt continental. Cela se traduit par les formations marines à âges divers étant présentes (du Crétacé au Quaternaire) de même que les formations continentales (tels que les alluvions, les dépôts lacustres, etc.).

Sur la carte d'Ouled Maaref (Figure I-3) que nous donnons dont nous avons fait le descriptif :

Il s'agit d'une série monotone de marnes grasses, légèrement jaunâtres ou brun verdâtre et à nombreux grains de gypse. A environ une dizaine de mètres sous le silex éocène et se débitent en esquilles indurées. On y remarque deux bancs de grès glauconie phosphatés, l'un de 50 cm, au contact des marnes blanchâtres ; l'autre, à environ 20 cm au-dessus du précédent.

I.4.1 Evolution du paysage :

La formation des dunes (qm, qC, p) suggérait des milieux marins côtiers ou désertiques anciens. Les calcaires d'origine lacustres (qV, pe) témoignent pour leur part de l'existence de lacs dans la région.

I.4.2 Hydrogéologie :

La présence d'alluvions fait présumer la présence de cours d'eau et potentiellement de nappes phréatiques.

I.3.1 Risques géologiques :

Les zones caractérisées par des formations argileuses (qV, ec), parmi lesquelles plusieurs argiles et marnes, sont particulièrement vulnérables aux glissements ainsi leur stabilité.

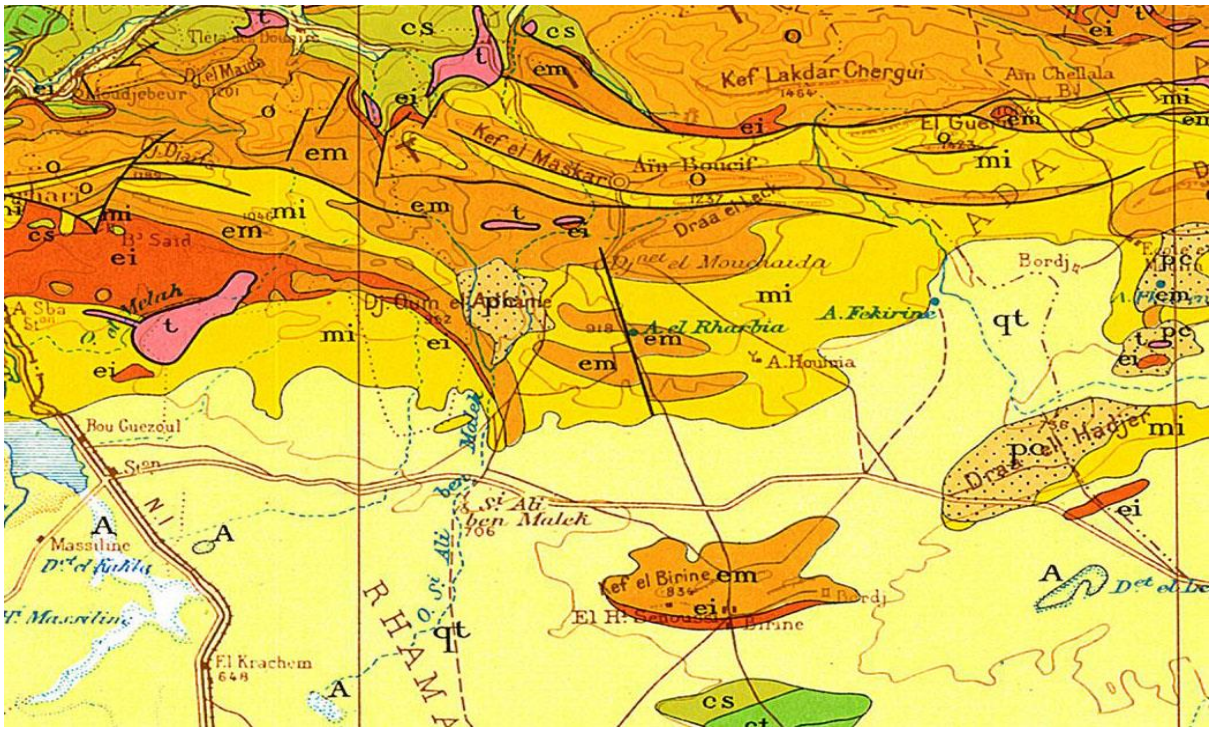


Figure I-3 : Extrait de la carte géologique de la région d'Ouled Maaref (**Source : Carte structurale au 1/50 000 Agence du Service Géologique de l'Algérie (ASGA). Carte géologique de la région de Ouled Maaref : ASGA, 1985)**

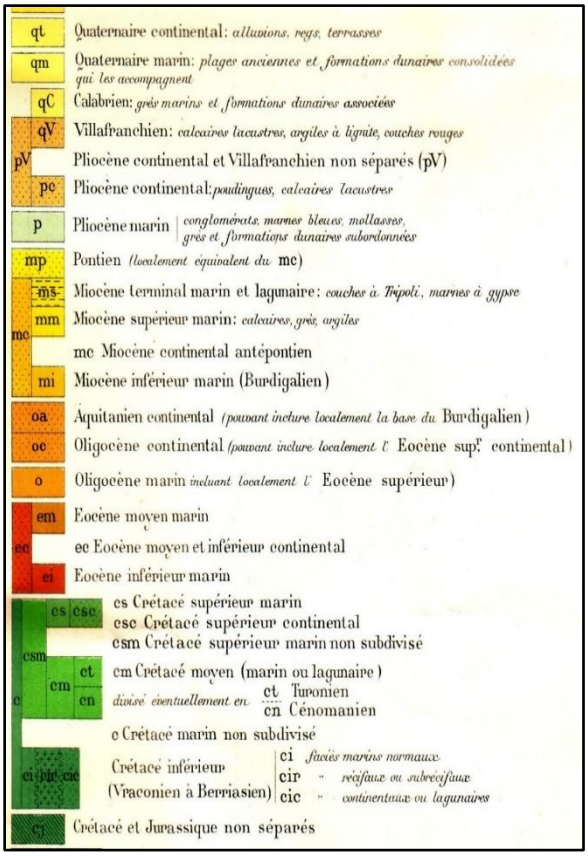


Figure I- 4 : Légende de la carte géologique d'Ouled Maaref

I.5 Sismicité :

En ce qui nous concerne, l'analyse sismique englobe l'Atlas Tellien et ses alentours. Le fait que des formations d'âges différents soient présentes dans une région relativement petite peut constituer un indice d'une activité tectonique antérieure (plissements, failles) ayant intuitivement engendré des mouvements de soulèvement et d'affaissement. La figure I-6 présente l'évolution du zonage sismique du territoire national selon le Règlement parasismique algérien RPA en vigueur. Ainsi les accélérations relatives à chaque zone sismique sont présentées dans le tableau I-1.

D'après la carte, la zone étudiée s'inscrit dans la zone IIa (à sismicité moyenne).

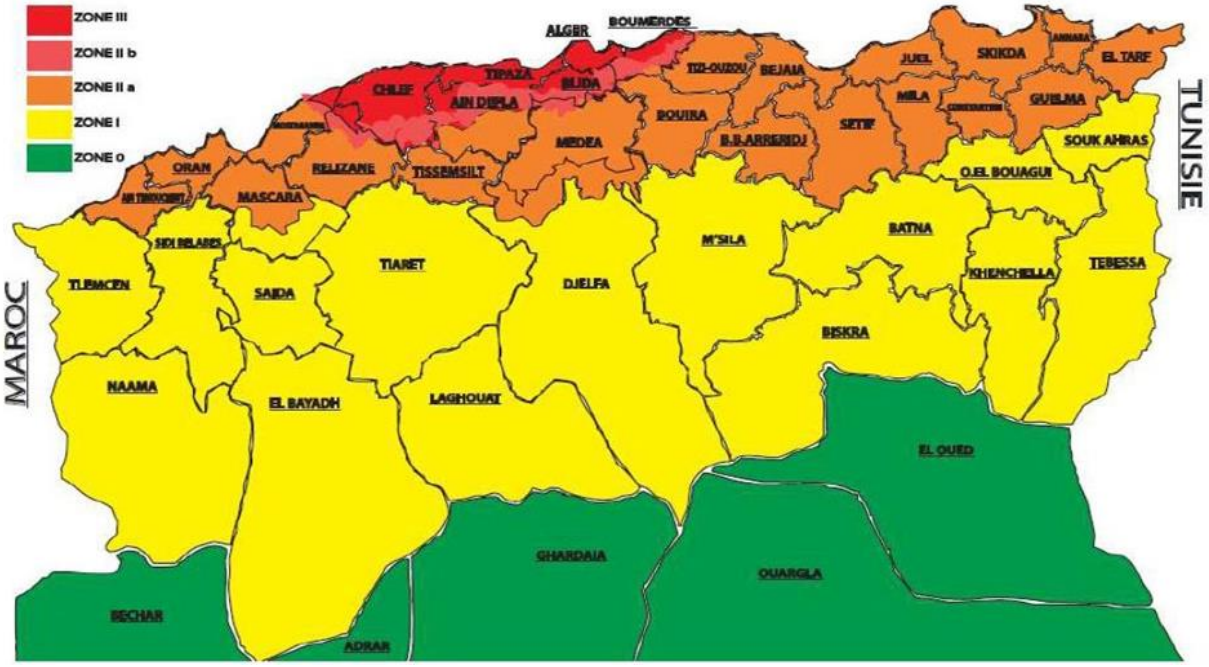


Figure I-5 : Evolution du zonage sismique du territoire national
(Source : Ministère des Travaux Public, "Règlement parasismique relatif aux ouvrages d'Art", 2008)

Tableau I-1: Valeurs des coefficients d'accélération de chaque zone selon (RPA)

Groupes	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Infrastructures stratégiques essentielles	0,15	0,25	0,30	0,40
Ouvrages de haute importance	0,12	0,20	0,25	0,30
Ouvrages de moyenne importance	0,10	0,15	0,20	0,25
Structures à usages limité	0,07	0,10	0,14	0,18

Source : CGS,2003 (version révisée du RPA99)

I.6 Géotechnique :

Les caractéristiques géotechniques du site ont été déduites de la superposition de trois facteurs déterminants : les pentes, la nature géologique du sol, la profondeur de la nappe phréatique. De là, nous avons déduit que les terrains de Ouled Maaref sont recouverts par des formations analogues.

Les fortes pentes par endroits, le relief accidenté dans la partie Nord, les accidents tectoniques, la présence de zones inondables font de certains sols une assise instable.

Aucun indice de glissement n'est visible sur le terrain, mais la classe moyennement favorable composée de marnes sont des sols plastiques à peu plastiques et de capacités moyenne.

La région d'étude offre une géologie contrastée, avec au nord des roches calcaires et au sud des roches siliceuses, ce qui influence directement la nature des sols de profondeur moyenne de 0,70 m et présentant essentiellement deux types de sols :

Sols de couleur jaune : leur contenu est un mélange de calcaire et d'argile, se rencontrant typiquement au nord.

Sols marneux (de couleur rouge) : plus typiques au sud, ils sont riches en silicium et en fer.

I.7 Climatologies :

Le climat est de type continental, caractérisé par un hiver rigoureux et un été sec et torride.

I.7.1 Précipitations mensuelle :

Concernant les caractéristiques de la précipitation annuelle sur la période considérée à la station d'Ain Boucif qui présente les mêmes caractéristiques hydrologiques par rapport à notre zone d'étude, on a :

- Précipitation maximale de 787,00 mm
- Précipitation minimale de 68,50 mm
- Précipitation moyenne de 377,32 mm

À la même station pluviométrique, les précipitations mensuelles ont été élaborées comme suit :

- Précipitation moyenne mensuelle de 31,48 mm

- Précipitation moyenne mensuelle minimale de 3,676 mm, enregistrée en mois d'Août ;
- Précipitation moyenne mensuelle maximale de 54,38 mm, enregistrée en mois de Janvier ;

Les données issues de cette analyse sont regroupées dans le Tableau I-2 :

Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles de la période (1982-2022) en (mm)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
Moyenne (mm)	25,76	31,88	40,55	49,37	54,38	45,9	39,64	35,27	30,3	14,45	3,676	6,567	**377,743**
Moyenne (%)	6,82	8,44	10,73	13,07	14,40	12,15	10,49	9,34	8,02	3,83	0,97	1,74	**100,00**

Source : A.N.R.H (1982-2022)

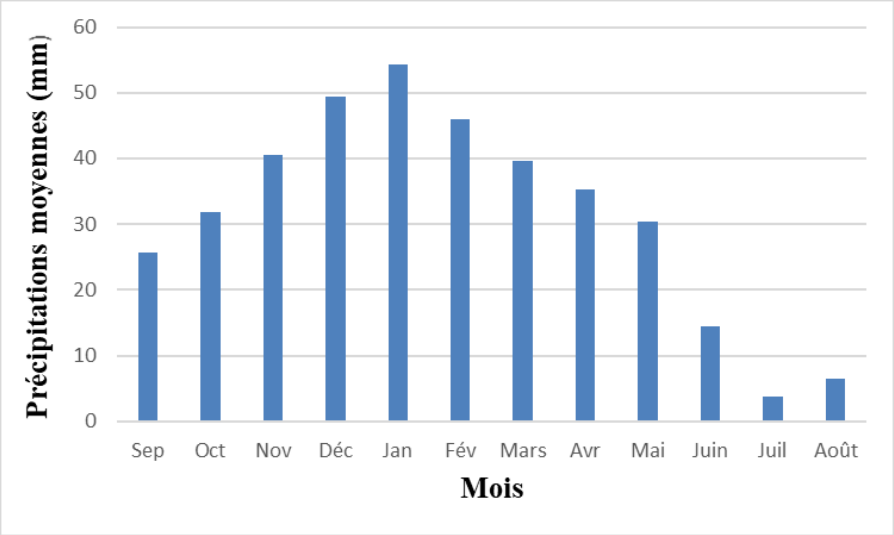


Figure I-6: Distribution des précipitations moyennes mensuelle

I.7.2 Température :

La température atteint, fréquemment en cette nouvelle période, et dépasse 40° ; les températures hivernales vont de 8° à 10° avec gelées nocturnes. La température moyenne mensuelle influence les conditions générales de de développement de la végétation. Elle joue un rôle, jusqu'à un certain point, dans l'évapotranspiration et donc dans les régimes d'écoulement, dans le degré d'assèchement des cours d'eau, etc…, les enregistrements thermiques (1973-2018) sont regroupés dans le tableau I-3 **:**

Tableau I-3: Répartition de la température moyenne mensuelle en (C°)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
T(C°)	5,5	6,9	9,4	12,55	16,2	20,75	25,3	25,25	21,5	15,35	10,10	6,55	14,61

Source : O.N.M, Médéa (1973-2018)

La température moyenne mensuelle est de 14,61°C ce qui montre que l'on a eu, durant toute l'année, des températures moyennes très basses.

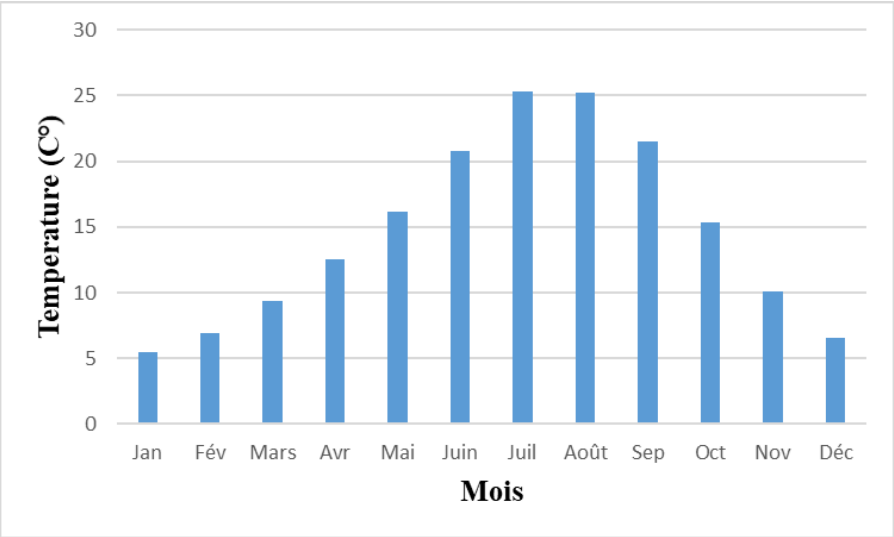


Figure I-7: Évolution mensuelle de la température moyenne

I.7.3 L'humidité relative :

Sur la période (1973-2018), l'humidité relative affiche moyenne annuelle de 65,1 %. Elle atteint son pic en décembre 77,4%, tandis que le mois de juillet enregistre la valeur la plus faible, estimée à 45,7%. Voici le tableau I-4 qui présente les valeurs d'humidité collectées au cours de cette période.

Tableau I-4 : l'humidité relative mensuelle réparties en (%)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
H (%)	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4

Source : O.N.M, Médéa (1973-2018)

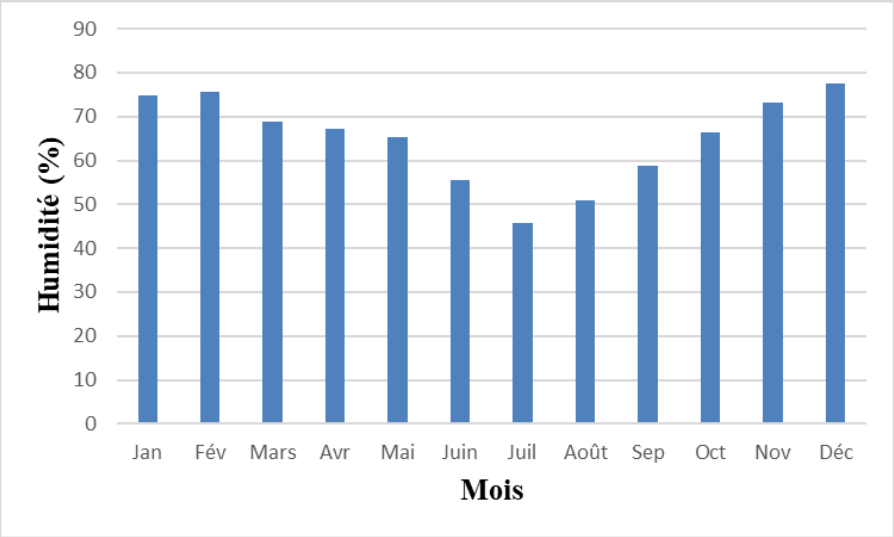


Figure I-8 : Variation mensuelle de l'humidité relative

I.7.4 Le vent :

Dans la région étudiée, les directions dominantes du vent sont Nord « N », Nord-Ouest « NO » et Sud « S », comme l'indique le tableau I-5 pour la période de 1973 à 2018.

La fréquence annuelle du vent, exprimée en nombre d'occurrences par heures, est déterminée à partir des observations effectuées à 7 heures, 13 heures, 18 heures.

Tableau I-5: Variation horaire du vent par direction

Direction	Nord	Nord-Est	Est	Sud-Est	Sud	Sud-Ouest	Ouest	Nord-Ouest
7 heures	25	6	4	3	14	5	16	22
13 heures	26	6	3	7	15	5	17	21
18 heures	29	5	3	5	13	4	17	24

Source : O.N.M, Médéa (1973-2018)

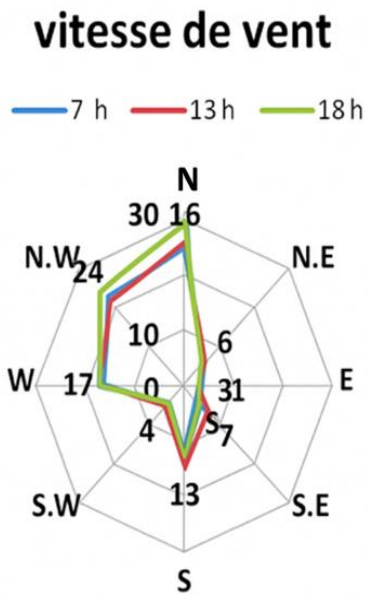


Figure I-9: Vitesse et direction du vent (7h, 13h, 18h)

I.7.5 Le Sirocco :

La région d'Ouled Maaref connait une fréquence du SIROCCO qui annihile toute trace d'humidité atmosphérique. Ce Sirocco est une donnée climatique concernant la fréquence et l'intensité.

Le tableau I-6 donne le nombre moyen de jours de Sirocco selon les mois de l'année relevé par les stations situées à proximité géographique de la région d'étude.

Tableau I-6: Occurrence mensuelle du phénomène de Sirocco

Station	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
AIN BOUCIF	0	0	0,7	1,6	1,5	3,5	4,3	5,5	1,5	0,4	0,5	0	19,5
KSAR-EL BOUKHARI	0	0,1	0,6	1,5	1,9	3,5	7,4	7,3	2,7	0,4	0,2	0	25,6

Source : O.N.M, Médéa

Le phénomène de sirocco est principalement observé au cours de la saison chaude, c'est-à-dire de Avril jusqu'à Septembre, avec un cumul de 18 jours.

I.7.6 La neige :

La neige, en tant que type de précipitation en phase solide, qui tombent à la fois en altitude et l'hiver, il est évident que l'altitude a une forte influence sur les épisodes neigeux et, par conséquent, sur l'enneigement.

I.7.7 La grêle :

Étant généralement un phénomène très localisé, la chute est parfois déterminée dans un nombre très restreint de stations. Il serait donc difficile d'établir un rapport entre le nombre de chutes dans 2 stations même voisines.

La grêle est conditionnée par l'altitude et la température, à titre de référence sur l'Atlas Tellien la périodicité de la grêle est de 3 à 7 chutes/an, les conditions locales étant très déterminantes. La fréquence de la grêle doit être inférieure à 3 jours pour ne pas dire inexistante.

I.8 Hydrologie et réseau hydrographique :

Divers talwegs assurent l'écoulement des eaux pluviales en direction de l'oued Sidi Ali Ben Malek, à travers des zones de pente marquée, parfois abruptes. Ces écoulements prennent leur origine dans des reliefs situés au nord, constitués d'élévations de moyenne à forte altitude. Ces petits talwegs secs sont la conséquence de l'érosion hydraulique.

Ouled Maaref est caractérisé par plusieurs chaâbas qui prendre la naissance de sommet de Kef El Gorf, ces derniers sont orientés du Nord vers Sud.

On dénombre quelques sources naturelles éparpillées surtout sur les hauteurs de la commune, mais également quelques points d'eau isolés. Le climat peu pluvieux de la région ne

favorise pas la présence d'un aquifère important ; bien au contraire, l'évacuation rapide de l'eau par évaporation est maximale.

Dans le sous-sol du périmètre de Bir Messaoud, une nappe à faibles ressources hydrauliques est présente, le niveau hydrostatique étant déjà supérieur à 30m il y a quelques années.

I.9 Contraintes et défaillances des ouvrages d'aménagement existants :

Dans cette perspective, les services techniques de l'APC et de la wilaya ont réalisé, au cours des années précédentes, quelques ouvrages en gabionnage pour protéger certains caniveaux, mais qui n'ont pas résolu la problématique des crues, notamment en raison :

- Du manque d'études préalables justifiant la conception et l'implantation des ouvrages.
- De la vase et des ordures accumulées le long des ouvrages de protection, altérant leur efficacité hydraulique.
- D'une occupation anarchique de la section de Chaaba par des constructions et pour certaines par des décharges sauvages.
- De l'absence d'un collecteur permettant de canaliser et d'évacuer les rejets le long de l'oued.

I.10 Infrastructures hydrauliques :

I.10.1 Alimentation en eau potable :

La commune de OULED MAAREF s'appuie sur trois forages pour assurer l'alimentation en eau potable. Il s'agit des forages de Bir M'Hacen, R'Mel et Bir Messaoud, en régime d'exploitation (mobilisent respectivement des volumes annuels de 0,031 hm^3, 0,015 hm^3 et 0,032 hm^3).

La ville dispose actuellement de réservoirs en service d'une capacité de 650 m^3, alimentant un réseau de distribution d'environ 6000 ml, dont la gestion de ses infrastructures est sous l'autorité de l'APC.

I.10.2 Assainissement :

La ville d'Ouled Maaref dispose d'une réseau d'assainissement de type unitaire. La destination des eaux rejets vers la partie sud de la ville (Oueds), avec un volume rejeté quotidien de 227 m^3/jour.

Le réseau est constitué des collecteurs en béton et en PVC de diamètre variant entre 250 et 400 mm et de longueur totale de 4831 ml.

- Diamètre 250 mm, longueur 380 ml
- Diamètre 300 mm, longueur 4080 ml
- Diamètre 400 mm, longueur 371 ml

I.11 Conclusion :

Ce chapitre a permis de réaliser un inventaire exhaustif des données caractérisant la zone d'étude, en intégrant les caractéristiques géographiques, géologiques, sismiques, pédologiques, climatologiques et hydrauliques. Cette compréhension de l'ensemble de ces éléments est essentielle à l'orientation des aménagements.

CHAPITRE II

Etude morphologique et hydrologique

II.3 Introduction :

La présente étude s'applique à estimer les traits hydrologiques du massif pour le dimensionnement des ouvrages. La caractérisation des crues est fondée sur un traitement des processus hydrologiques et d'applications méthodes issues des données hydrométéorologiques standardisées.

A\ Etude morphologique :

II.2 Caractéristiques morphologique du bassin versant :

Les caractéristiques morphologiques du bassin versant constituent des éléments de nature hautement significative dans les calculs hydrologiques, puisqu'elles sont souvent utilisées pour la détermination physique des paramètres du bassin versant.

En effet, selon les limites du bassin versant sur la carte topographique **KSAR EL BOUKHARI (NI-31-XXI-24 EST)** à l'échelle 1/25000, présentée ci-dessous :

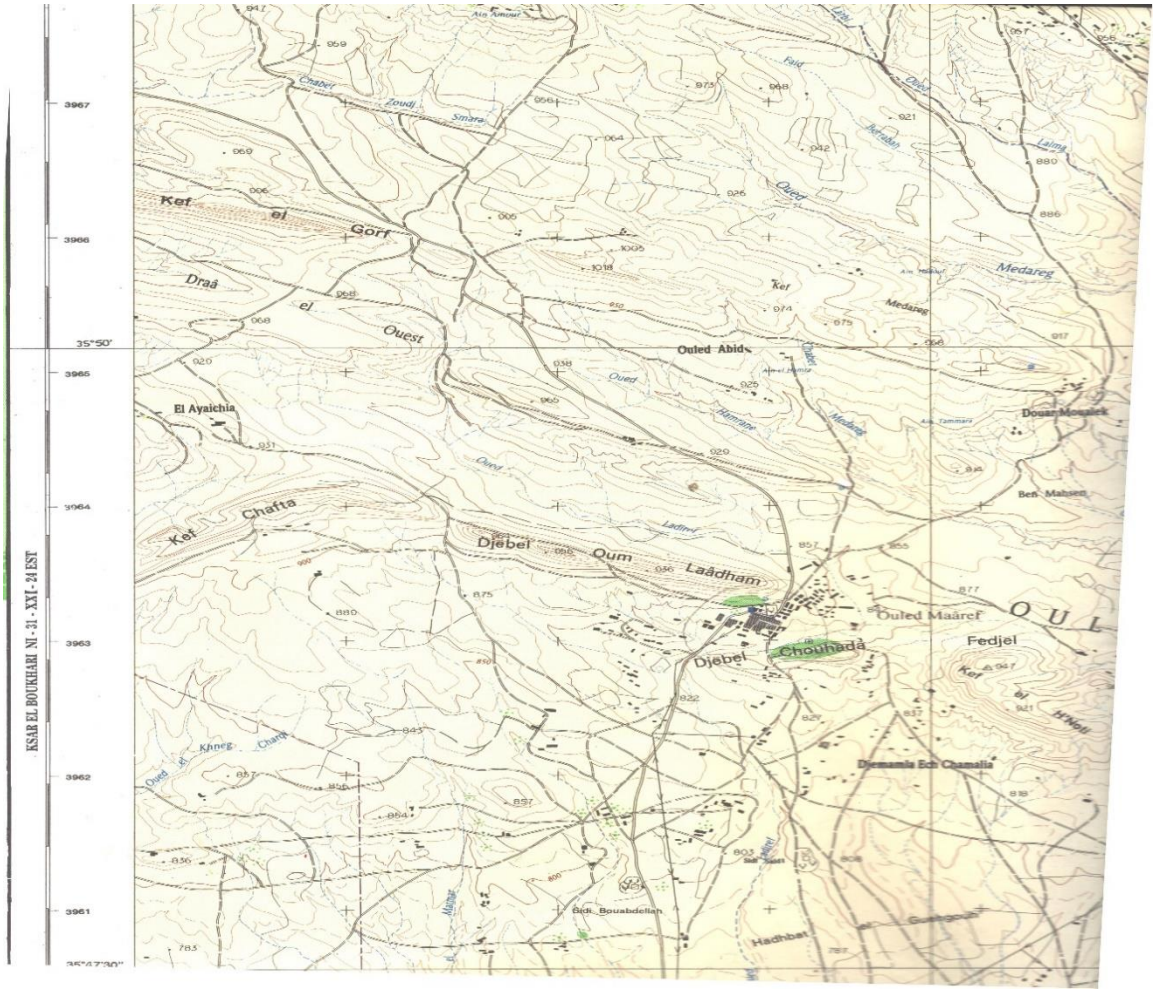


Figure II-1: la carte topographique

(Source: DRE MEDEA, 2010**)**

L'évaluation des superficies des différents sous BV a été évaluée à :

Tableau II-1: La superficie de différents sous BV

Bassin versant	Superficie du BV (Km^2)	Superficie du BV totale (Km^2)
Site d'Oued Ouled Maaref	3,64	3,64

- le périmètre du bassin versant de 9,38 Km ;

- la longueur du talweg principal de 4,05 Km ;

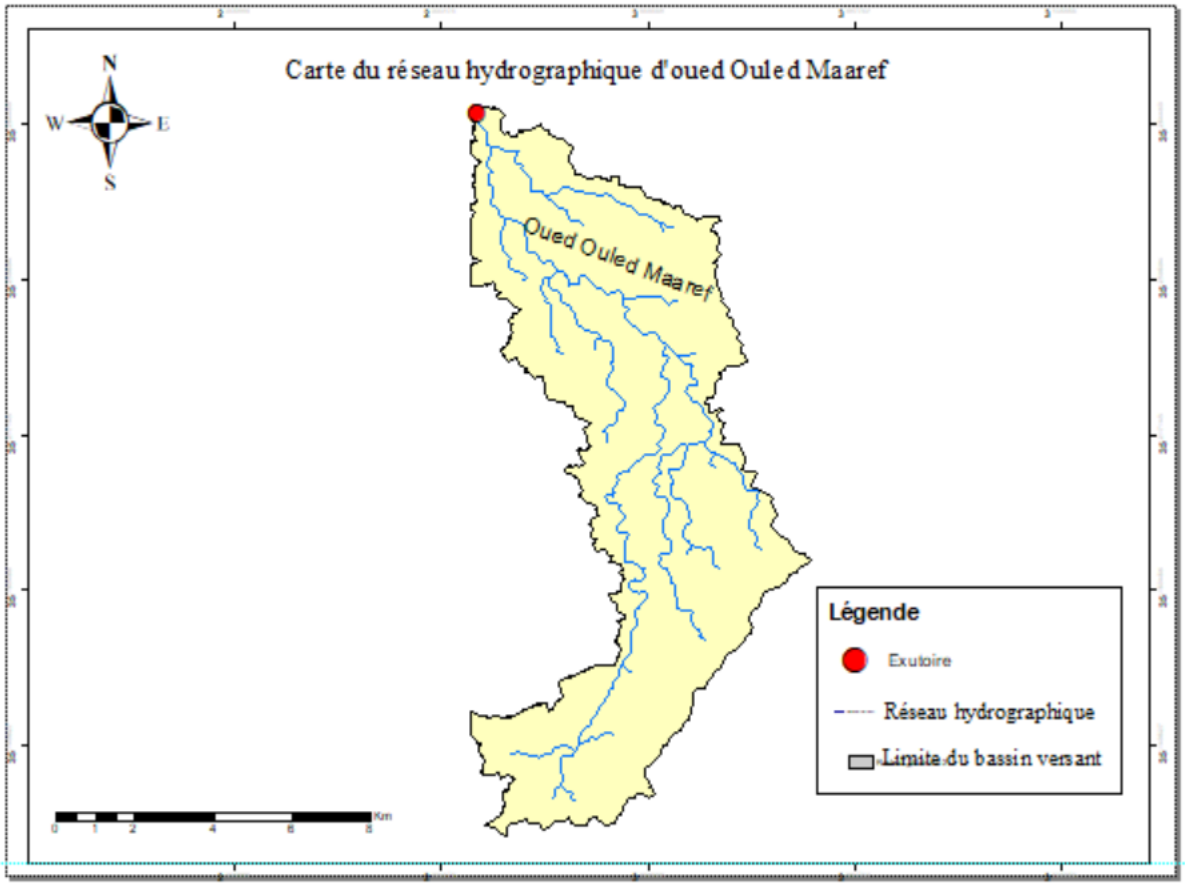


Figure II-2: Carte hydrographique du bassin versant de Ouled Maaref

Source : Arc Gis (ArcMap 10.8)

Les différents paramètres morphologiques suivants vont également faire l'objet de calculs.

II.3 Présentation des indices de forme :

II.3.1 Indice de Horton :

On pourra aussi se tourner vers des indices de forme qui ne font pas intervenir le périmètre. On peut citer l'indice de Horton, rapport de la surface du bassin au carré de sa "longueur" (Horton, 1932) **(Bendjoudi, Hubert 2002)**

Il se calcule par cette relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} = 0{,}22 \qquad (II.1)$$

L : correspond à la longueur du cours d'eau principale (Km) ;

S : représente l'aire totale du bassin versant (Km^2) ;

K_H : indice de compacité de Horton ;

II.3.2 Coefficient d'allongement *:*

Ce coefficient est déterminé à partir de la relation suivante :

$$C_a = \frac{1}{KH} = 4{,}55 \qquad (II.2)$$

II.3.3 Indice de Gravélius :

Indice de Gravélius « Kc » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

Tableau II-2: Catégorisation des bassins versants selon leur indice de compacité.

La valeur de Kc	Forme du bassin	Interprétation hydrologique
$K_c = 1$	Circulaire	T_c court, écoulement rapide et risque élevé de crue soudaine.
$1 < K_c \leq 1{,}5$	Légèrement allongé	Écoulement modéré, répartition plus équilibrée des débits.
$1{,}5 < K_c \leq 2$	Allongé	T_c plus long, écoulement moins rapide.
$K_c > 2$	Très allongé	T_c long, écoulement progressif atténuation des crues.

La formule de l'indice de Gravélius s'exprime par la relation :

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi \times S}} \qquad (II.3)$$

P : Périmètre du bassin versant ;

S : Surface du bassin versant ;

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court, pour notre cas on a un indice de compacité de 1,38.

II.4 Rectangle de Gravélius :

Il s'agit d'une transformation géométrique simple de façon à transformer le bassin versant en un rectangle de dimensions L et l. On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné est identique à celui observé sur un rectangle de même superficie, avec le même indice de Gravelius, la même distribution hypsométrique, la même répartition des types de sol et de la végétation, la même densité de réseau de drainage. Les formules du P et S du rectangle équivalent sont les suivantes :

$$P = 2\,(L+l) \qquad (II.4)$$

$$S = L \times l \qquad (II.5)$$

Le rectangle équivalent est identifié par la longueur « L » et à la largeur « l » (exprimées en km) définies respectivement avec les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1{,}128}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right) \qquad (II.6)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1{,}128}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right) \qquad (II.7)$$

Avec:

L : longueur du rectangle équivalent (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent (Km) ;

K_c : Indice de compacité de Gravélius ;

S : Surface du bassin versant en (km^2) ; D'où : on obtient : L = 3,68 km et l = 1 km

II.5 Les reliefs :

L'impact du relief sur un écoulement s'explique facilement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques sont fonction de l'altitude (précipitations, températures… etc…) et de la morphologie du bassin. Par ailleurs la pente influe sur la vitesse de l'écoulement.

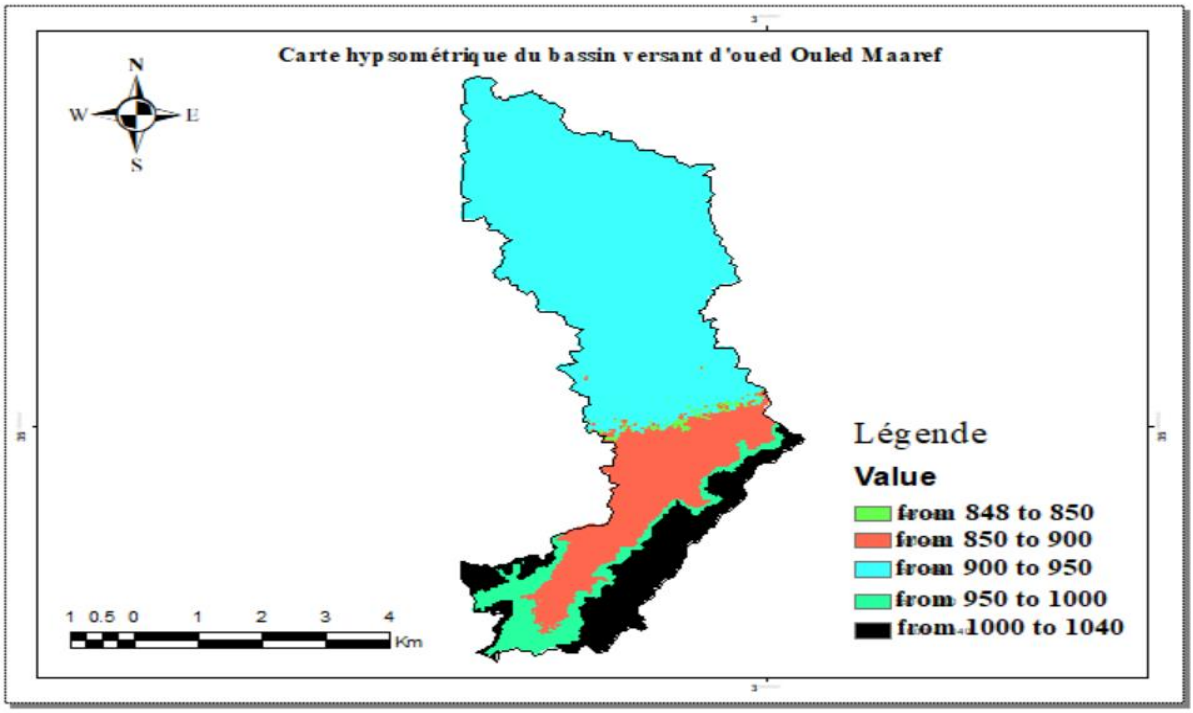


Figure II-3: Carte hypsométrique du BV d'Ouled Maaref

Source : Arc Gis (ArcMap 10.8)

Le relief se définit également selon les indices suivants ou un certain nombre de ses caractéristiques :

II.5.1 Répartition et courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques peuvent servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. Les résultats de calcul obtenues par Arc gis sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-3: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km^2)	Si (%)	Si (Km^2)	Si (%)
1040 – 1000	1020	0,012	0,33%	0,012	0,3%
1000 – 950	975	0,634	17,38%	0,646	17,7%
950 – 900	925	1,816	49,81%	2,461	67,5%
900 – 850	875	1,179	32,33%	3,640	99,9%
850 – 848	849	0,005	0,13%	3,645	100,0%
la Somme		3,645	100%		

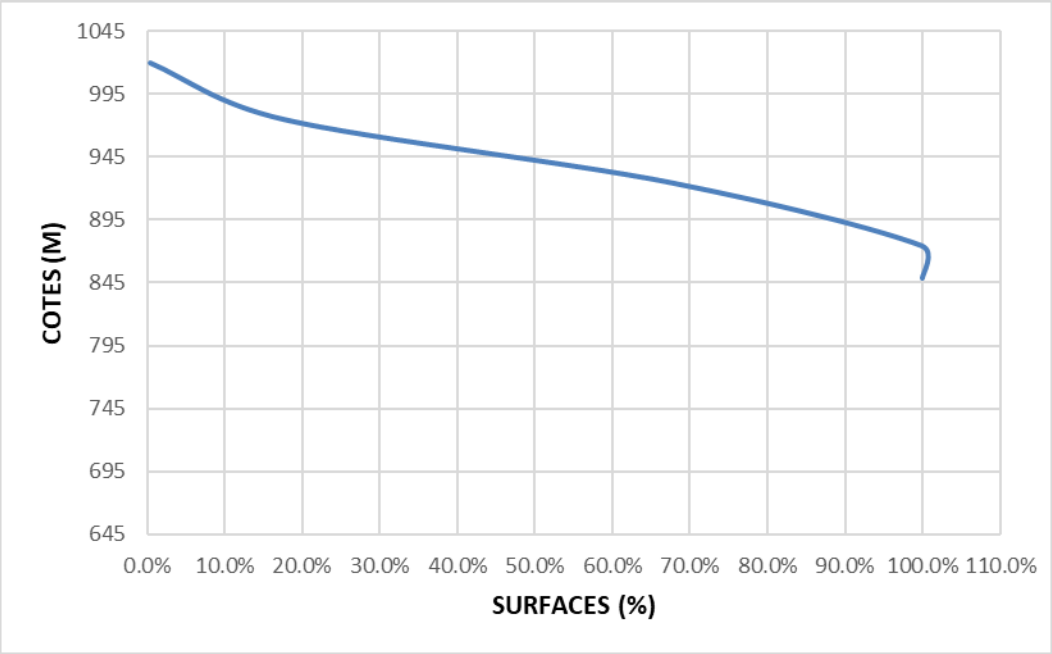


Figure II-4: La courbe Hypsométrique

II.5.2 L'altitude max et min :

On considère que l'altitude maximale est le point le plus haut du bassin alors que pour l'altitude minimale, on considère le point le plus bas, communément à l'exutoire.

II.5.3 L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne H_{moy} s'obtient grâce à la formule suivante :

$$H_i = \frac{\sum^{n}_{i=1} S_i * H_i}{S} \qquad \textbf{(II .8)}$$

Avec : $H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2}$ **(II .9)**

H_i : Altitude moyenne comprise entre deux courbes de niveau successives en (m) ;

S_i : Surface entre deux courbes de niveau successives en (Km^2) ;

S : Surface du bassin versant en (Km^2) ;

- La courbe nous permet d'extraire les valeurs suivantes : $H_{50\%}$; $H_{95\%}$; $H_{5\%}$

Le tableau ci-après récapitule les valeurs déterminées :

Tableau II-4: Paramètres altimétriques du BV

H_{max} (m)	1040
H_{min} (m)	848
$H_{50\,\%}$ (m)	945
H_{moy} (m)	917,73
$H_{5\,\%}$ (m)	1005
$H_{95\,\%}$ (m)	885

II.5.4 Analyse des indices de pente :

II.5.4.1 Indice de pente globale (I_g) :

On le définit comme le rapport entre l'altitude à laquelle se trouvent 95% du bassin et celle à laquelle se trouvent 5% de sa surface. On prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2.

Les altitudes correspondantes sont alors données par la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L} \qquad \textbf{(II .10)}$$

Avec :

D : Différence d'altitude entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m) ;

L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: Altitudes associées aux surfaces cumulées $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$;

II.5.4.2 Pente moyenne des bassins versants (I_m) :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin **(Faye 2018)**

La pente moyenne est un élément caractéristique de la topographie d'un bassin versant, et en tant que variable indépendante, elle a un impact direct sur le temps de concentration (T_c) ce qui influence directement le débit de pointe lors d'un épisode pluvieux d'intensité intense. Elle permet également d'estimer la vitesse d'écoulement du ruissellement direct. Elle se calcule par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \ldots\ldots + 0.5l_n)}{S} \quad \textbf{(II .11)}$$

Avec :

ΔH : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau (m) ;

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3, …, n (m) ;

S : Surface du bassin versant en (Km^2) ;

II.5.4.3 Indice de pente de roche :

I_p est un paramètre utilisé en géomorphologie et en hydrologie pour quantifier la pente moyenne d'un bassin versant, prenant en compte l'influence du relief rocheux, afin de mesurer son inclinaison par rapport à l'eau en écoulement. Il est donné par :

$$\mathbf{I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{Si \times Hi}} \quad \textbf{(II .12)}$$

Où :

L : longueur du rectangle équivalent (m) ;

S_i : Surface partielle comprise entre H_i et H_{i+1} en (%) ;

II.5.4.4 Dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique est définie comme indice de pente permettant de compare les bassins versants de tout surface, c'est un indicateur pour analyser et classifier les reliefs à l'échelle d'un bassin versant indifférent à sa taille, selon la seconde classification proposée par (l'O.R.S.T.O.M.). Cette indice est particulièrement utile pour qualifier la morphologie des bassins versants et étudier les dynamiques hydrologiques de tout bassin versant, indépendamment des dimensions de celui-ci.

Tableau II-5 : Classification des reliefs selon Ds (d'après l'O.R.S.T.O.M)

Type de relief	Ds	Caractéristiques
Très faible	< 10 m	Pentes très douces, faible variation d'altitude, écoulement très lent
Faible	< 25 m	Pentes faibles, variation modérée d'altitude, écoulement lent
Assez faible	< 50 m	Pentes légères à modérées, écoulements modérés
Modéré	< 100 m	Pentes modérées, écoulements plus rapides, risque d'érosion modéré
Assez modéré	< 250 m	Pentes relativement fortes, risque d'érosion accru
Fort	< 500 m	Pentes fortes, ruissellement rapide, érosion significative
Très Fort	> 500 m	Pentes très abruptes, ruissellement très rapide, fort risque d'érosion

La dénivelée spécifique se définit selon l'expression suivante :

$$D_S = I_g\sqrt{S} \qquad \textbf{(II .13)}$$

Avec :

Ig : indice de pente globale ;

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

II.6 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui concourent à l'évacuation des eaux. En effet, le réseau hydrographique est probablement une des caractéristiques les plus marquantes d'un bassin, le réseau hydrographique est susceptible de revêtir une grande variété de formes.

II.6.1 La densité de drainage :

La densité du réseau de drainage, définie comme rapport de la longueur totale de tous les talwegs L_i, visible sur le bassin versant, à la surface totale S de ce même bassin versant. Elle traduit la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et au mode de ruissellement de surface caractéristique de la région. Elle s'exprime en Km/ Km^2 selon la relation suivante :

$$\mathbf{D_d = \frac{\sum Li}{S}} \qquad \textbf{(II .14)}$$

Avec :

L_i : longueur de cours d'eau en (Km) ;

S : Surface totale du bassin versant en (Km) ;

II.6.2 La pente moyenne du cours d'eau principale :

La pente moyenne du cours d'eau influence le temps de concentration en déterminant la vitesse de l'écoulement vers l'exutoire du bassin. Cette variable conditionne en particulier le débit maximal observé. Une forte pente permet et accélère l'écoulement superficiel des crues alors qu'une pente faible ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer dans le sol, en totalité ou en partie.

Le calcul des pentes moyennes et partielles des cours d'eau est basé sur le profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment

utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \qquad (II.15)$$

Avec :

P_{moy} : Pente moyenne du cours d'eau en (m/km) ;

ΔH : différence d'altitude entre deux points suffisamment éloignés en (m) ;

ΔL : longueur du cours d'eau principal en (km) ;

II.6.3 Le temps de concentration T_c :

II.6.3.1 Formule de TURAZZA :

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \qquad (II.16)$$

Avec :

S : Surface du BV en (Km^2) ;

L : Longueur du thalweg en (Km) ;

I_m : Pente moyenne du cours d'eau principale (%) ;

II.6.3.2 Formule de Temez :

$$T_c = 0,3 \left[\frac{L}{Ir^{0,25}} \right]^{0,76} \qquad (II.17)$$

Où :

L : longueur de la rivière principale (Km) ;

I_r : Pente moyenne de la rivière ;

II.6.3.3 Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,000325 \times (L)^{0,77} \times I^{-0,385} \qquad (II.18)$$

I : Pente du cours d'eau en (m/m) ;

L : Longueur du cours d'eau en (m) ;

II.6.3.4 Formule de SOGREAH (A.N.R.H) :

$$T_c = 3\left[\frac{S \times L}{(10 \times I)^{1,5}} \right]^{0,25} \qquad (II.19)$$

S : Surface du BV (Km^2) ;

L : longueur du cours d'eau (Km) ;

I : Pente du cours d'eau principale en (%) ;

II.6.3.5 Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{1{,}5\,L + 4\sqrt{S}}{0{,}8\sqrt{Hmoy - Hmin}} \qquad \textbf{(II .20)}$$

L : longueur du cours d'eau principale (Km) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du BV ;

H_{min} : Altitude minimale du BV ;

S : Superficie du BV (Km^2) ;

II.6.3.6 Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272\sqrt{\frac{S}{I}} \qquad \textbf{(II .21)}$$

I : la pente moyenne en (m/m) ;

S : Surface du BV en (Km^2) ;

Le tableau suivant regroupe les valeurs calculées :

Tableau II-6: Évaluation des valeurs de T_c en fonction des méthodes empiriques

Formules	Valeurs de temps de concentration **(T_c)** en h
TURAZZA	0,70
Temez	1,65
KIRPICH	0,72
SOGREAH (A.N.R.H)	0,91
GIANDOTTI	2,05
VENTURA	1,32

❖ **Le choix du T_c :**

Au regard de l'aspect empirique des formules utilisées pour le calcul du temps de concentration du bassin versant de l'Oued d'Ouled Maaref, nous avons éliminé les valeurs extrêmes, qu'elles soient trop grandes ou trop petites, en conservant les valeurs centrales.

Nous avons supposé que les valeurs calculées sur la base des formules de TURAZZA et KIRPICH sont identiques car leurs résultats sont très proches et constituent une estimation minimale.

La valeur moyenne des trois méthodes fournissant les résultats les plus cohérents (Temez, SOGREAH-ANRH et VENTURA) sera retenue. Ainsi le temps de concentration adopté dans le reste sera le suivant :

$$\mathbf{T_c = 1{,}30 \text{ (heure)}}$$

II.6.4 La vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$\mathbf{V_R = \frac{L}{Tc}} \qquad \mathbf{(II .22)}$$

Avec :

L : longueur du thalweg principale en (Km) ;

T_c : le temps de concentration en (heures) ;

Tableau II-7: Caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant d'Ouled Maaref

Caractéristiques	Valeur
1- Morphométrie	
Superficie (Km^2)	3,64
Périmètre (Km)	9,38
Longueurs de R-E (Km)	3,68
Largeurs de R-E (Km)	1,00
Indice de Horton (K_H)	0,22
Coefficient d'allongement (C_a)	4,55
Indice de Gravélius (K_c)	1,38
2- Les reliefs	
Altitude max (m)	1040
Altitude moy (m)	917,73
Altitude méd (m)	945
Altitude min (m)	848
Altitude 5 % (m)	1005
Altitude 95 % (m)	885
Indice de pente globale Ig (m/Km)	38,34
Les pentes moyennes des BV I_m (%)	14,65
Indice de pente de roche I_p (%)	1,71
Dénivelé spécifique D_s (m)	78,15
3- Le réseau hydrographique	
La densité de drainage D_d (Km/Km2)	4,25
Longueurs des cours d'eau principale (Km)	4,05
Pentes moy des cours d'eau principal (%)	3,40
Temps de concentration T_c (heures)	1,30
Vitesse moyenne ruissellement (Km/h)	3,12

B\ Etude hydrologique :

II.7 L'étude de la pluviométrie :

II.7.1 Analyse pluviométrique de la région d'étude :

La carte ci-dessous se focalisant plus particulièrement sur la région de notre étude et ses alentours. Son réseau hydrographique est dominé par l'Oued Cheliff qui s'étire d'est en ouest dans le champ de la carte, et dont plusieurs affluents drainent les eaux des niveaux de terrains plus en montagne situés plutôt au nord et au sud de la carte. Ces reliefs peuvent avoir un rôle déterminant sur les dynamiques des écoulements, et la formation de zones potentiellement de ruissellement.

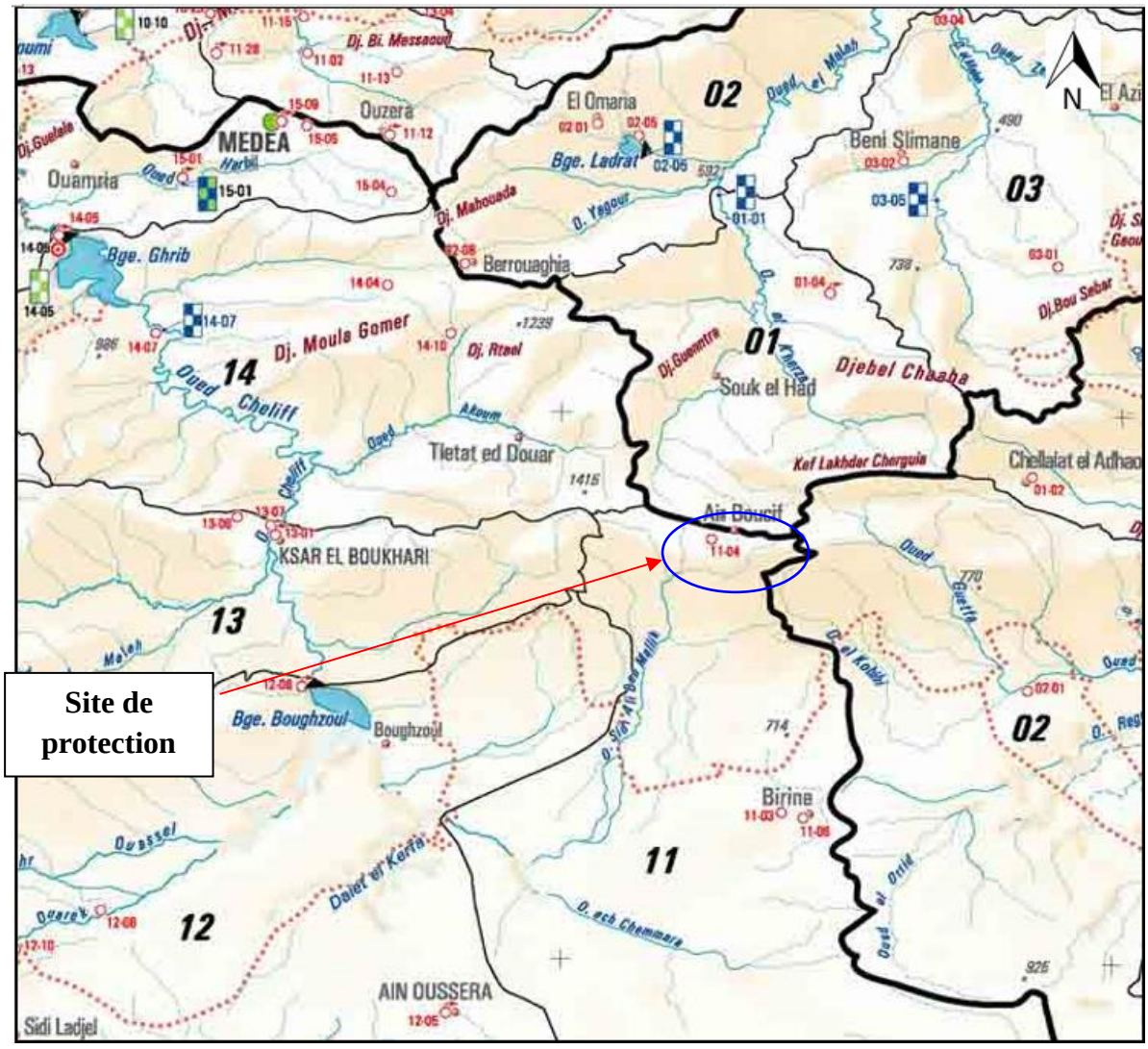


Figure II-5: Cartographie pluviométrique : région d'étude

II.7.2 Répartition des précipitations :

Selon la carte pluviométrique de la partie nord de l'Algérie Figure (II- 5), le secteur de Médéa et ses environs enregistrent une pluviométrie annuelle moyenne de 400 à 600 mm, avec des variations au niveau local dues aux effets orographiques. Dans les hauteurs occidentales de la wilaya, les précipitations s'échelonnent autour de 600 mm/an, alors que vers le sud, inondant Aïn Boucif et Ouled Maaref, elle est estimée à 400 à 500 mm/an.

Le relief contribue à cette distribution des pluies, principalement sous forme de pluies automnales et d'hivers pluvieux, quand des pluies relativement importantes et intenses favorisent le ruissellement et les crues. Ce phénomène est d'une importance capitale dans le cadre de l'étude hydrologique du se cours de l'Oued Ouled Maaref, où la connaissance des pluies permet d'évaluer les crues et d'anticiper leurs effets, en l'occurrence les inondations.

L'évaluation des pluies est donc un passage obligé pour la conception des ouvrages de protection hydraulique, car elle permet de repérer les secteurs les mieux arrosés et d'envisager l'impact des pluies sur les draines de surface dans l'hydrologie du bassin versant. Ces savoirs seront utiles pour calibrer les modèles hydrologiques et proposer les solutions d'aménagement les plus adaptées à la lutte contre les crues au niveau de l'Oued.

II.7.3 Présentation de la station d'observation d'Ain Boucif :

Pour l'étude des précipitations, la station d'Aïn Boucif a été choisie en raison du fait qu'elle présente les mêmes caractéristiques hydrologiques par rapport à notre zone d'étude.

Tableau II-8: Caractéristiques de la station d'Ain Boucif

Code	La station	X	Y	Altitude
011104	AIN BOUCIF	540,75	287,8	1250 m NGA

Source : A.N.R.H

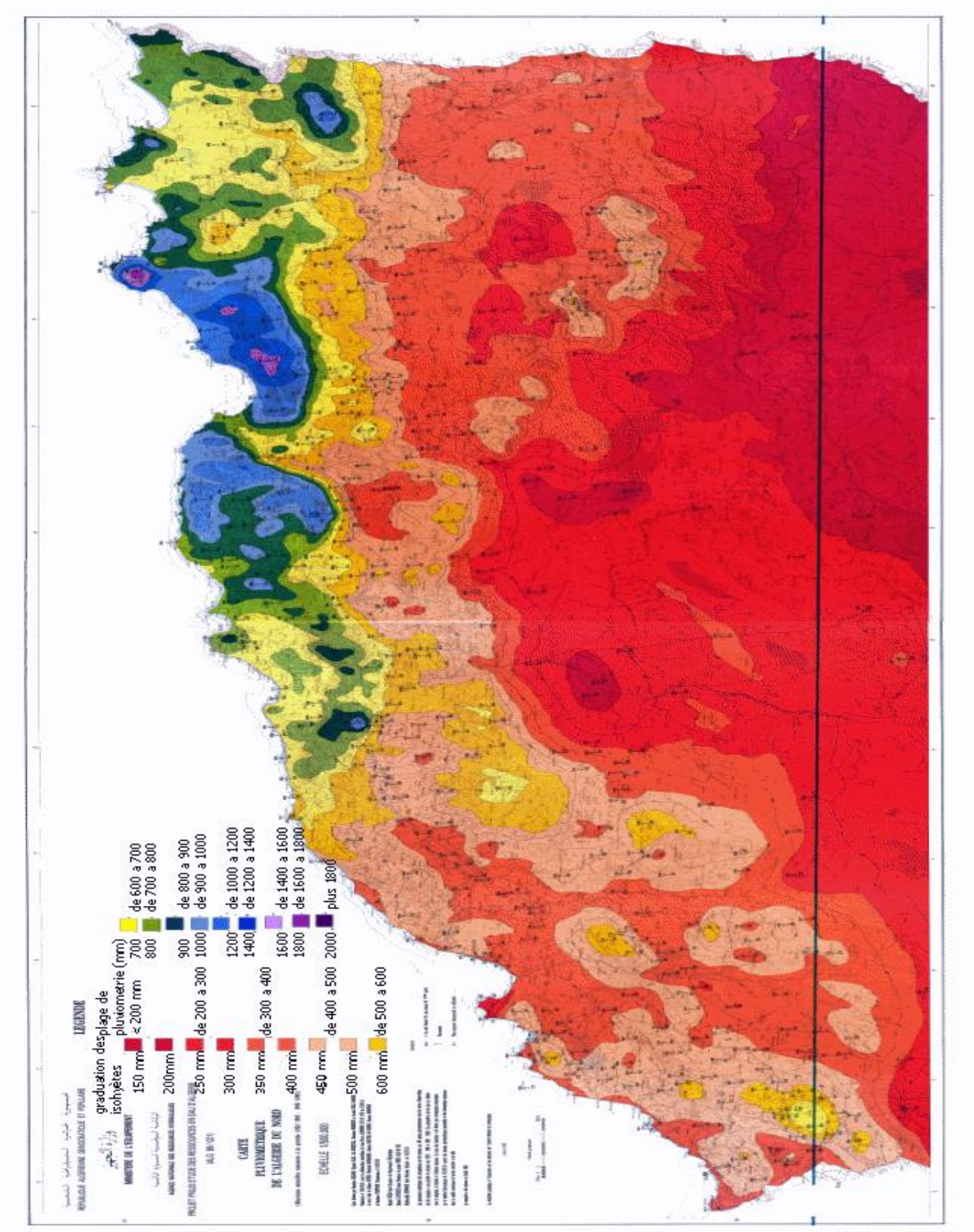


Figure II- 6: Carte pluviométrique du nord algérien

II.8 Traitement des données pluviométriques :

L'analyse des précipitations météorologiques s'effectue à partir de l'examen statistique des précipitations mensuelles, et des pluies maximales journalières, la première étape d'un projet de protection contre les inondations est l'analyse de ces données sur la base d'une série pluviométrique aussi étendue que cela est possible.

Dans le cas présent, nous exploitons la série de pluviométrie de la station expérimentale d'Aïn Boucif, dont la durée d'exploitation s'étend sur 41 ans (de 1982 à 2022), période au cours de laquelle se basent les calculs hydrologiques. Dans le tableau suivant, nous présentons la série pluviométrique étudiée :

Tableau II-9: la série pluviométrique de la station d'Ain Boucif

Année	Mois												ANNUEL
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	
1982	5,30	14,40	47,70	21,60	0	57,60	8,70	5,70	1,00	0	0	0,60	**162,60**
1983	0	1,30	12,30	15,50	11,40	12,90	11,10	14,40	20,30	5,40	0	0	**104,60**
1984	5,00	14,60	24,30	45,30	82,80	42,90	53,70	0,80	39,40	1,20	0,20	0,20	**310,40**
1985	39,00	13,10	38,40	45,90	93,70	94,20	66,60	30,10	22,30	25,20	0	41,90	**510,40**
1986	50,80	87,30	82,10	58,60	69,10	197,30	13,20	14,50	25,80	23,30	68,00	4,60	**694,60**
1987	28,10	84,40	131,80	101,90	141,00	73,20	55,80	54,30	73,10	38,80	0	4,60	**787,00**
1988	15,60	17,30	45,90	46,80	20,10	39,20	39,50	74,60	12,40	34,20	11,30	18,40	**375,30**
1989	25,00	29,40	49,70	40,20	95,60	1,30	97,50	89,90	51,20	14,00	20,40	1,00	**515,20**
1990	1,10	1,20	5,00	9,40	2,10	30,90	11,90	3,60	2,40	0,20	0	0,70	**68,50**
1991	2,90	11,40	1,00	1,50	4,90	3,40	31,10	61,80	64,00	6,85	1,60	0	**190,45**
1992	2,20	53,80	14,50	42,80	17,45	3,20	1,30	0,70	1,60	13,50	0	0	**151,05**
1993	50,00	0,20	22,00	56,10	30,00	15,00	0	0,20	0,10	0	0,20	0,30	**174,10**
1994	48,00	75,00	22,00	9,00	129,10	16,00	92,00	0	14,00	44,00	6,00	8,00	**463,10**
1995	51,00	5,00	49,30	30,20	106,70	81,10	57,90	69,90	28,50	52,50	18,80	6,20	**557,10**
1996	72,00	28,60	25,40	65,70	62,90	8,20	0	94,50	25,30	11,30	4,20	60,70	**458,80**
1997	38,80	70,60	92,70	63,40	5,80	70,70	5,50	12,30	111,70	0	0	0	**471,50**
1998	53,50	32,50	39,00	29,50	112,60	79,60	8,90	0	15,00	4,40	0	4,20	**379,20**
1999	47,30	29,10	38,80	52,80	1,00	0	12,30	40,50	14,20	0,40	0	0	**236,40**
2000	22,60	44,60	34,00	83,30	150,30	7,80	1,40	33,50	16,20	0	0	6,20	**399,90**
2001	40,60	16,50	23,80	17,40	17,10	19,10	0	5,20	0	9,00	22,40	27,10	**198,20**
2002	6,50	0	120,70	135,30	169,90	62,60	0	16,00	6,40	6,00	12,70	4,20	**540,30**
2003	29,40	87,20	125,80	80,10	33,70	44,50	12,55	70,80	87,40	10,00	0	22,20	**603,65**
2004	13,00	10,70	26,20	60,20	50,00	26,40	25,10	4,00	0	6,00	8,10	0	**229,70**
2005	31,40	5,35	20,80	38,00	72,00	61,30	21,00	19,20	20,05	4,00	0	0	**293,10**
2006	40,70	0	15,40	28,10	12,00	53,20	142,10	172,90	40,10	20,20	9,00	0,20	**533,90**
2007	50,00	81,00	75,50	18,20	19,00	45,10	52,30	22,30	47,20	37,00	6,00	0,40	**454,00**
2008	62,2	95,4	43,2	79,2	100,1	40,3	65,5	68,4	37,88	0	0	0	**592,18**
2009	61	72,63	47,05	49,8	88,9	43,88	55,65	71,47	28,55	2,1	0	0	**521,03**
2010	42,1	49,85	50,9	38,47	77,7	47,45	45,8	74,53	19,23	4,2	0	0	**450,23**
2011	23,2	27,08	54,75	27,13	66,5	51,03	35,95	77,6	9,9	6,3	0	0	**379,44**
2012	4,3	4,3	58,6	15,8	55,3	54,6	26,1	26,5	15,23	15,2	0,2	0	**276,13**
2013	19,25	18,05	65,05	73,95	77,85	93,65	30,65	16,2	20,57	24,1	0,4	0	**439,72**
2014	34,2	31,8	71,5	132,1	100,4	132,7	35,2	5,9	25,9	33	0,6	0	**603,3**
2015	25,17	23,9	51,47	90,83	20	24,2	34,7	25	24,95	20,85	0,8	0	**341,87**
2016	16,13	16	31,43	49,57	18,5	18,6	56,55	10,5	24	8,7	1	0	**250,98**
2017	7,1	8,1	11,4	8,3	17	13	78,4	105,4	38,8	0	0	30,4	**317,9**
2018	46	55	50,5	46,6	23,3	2,5	14	51,4	5,6	0	7,9	0	**302,8**
2019	16	8,5	54,5	13	16	0	39,9	56,6	0	0	0	3,5	**208**
2020	0	0	32,7	36,5	11,5	7,1	40,4	5,8	31,3	6,3	0	5,4	**177**
2021	21	0	38,6	21,2	0	27,7	73,2	96,2	2,5	0	0	13,3	**293,7**
2022	24,1	0	6	12,5	32,7	0	3	0	30,5	19,2	0	4,5	**132,5**

(Source : A.N.R.H 1982-2022)

II.8.1 Les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont caractérisées par leur valeur de la plus forte pluie mesurée sur la période de 24 heures. Une fois ce renseignement acquis, il convient de procéder à un traitement de données permettant d'extraire des informations relatives aux caractéristiques géométriques de ces épisodes extrêmes (moyenne, variance et modalités de gestion des valeurs extrêmes) qui sont nécessaires à comprendre l'évolution pluriannuelle des pluies maximales qui permettront au titre des épisodes de crue de mieux caractériser les événements principaux et permettre de donner la gestion aux seuils de protection de la zone inondable et de l'étude de cas.

Dans le tableau ci-après, nous donnons les valeurs maximales journalières par année pour permettre de fournir une vision de l'évolution des précipitations extrêmes sur les 41 années.

Tableau II-10: Valeurs maximales des pluies journalières en (mm)

N	Année	P_{jmax} (mm)	N	Année	P_{jmax} (mm)
1	1982	57,6	21	2002	169,9
2	1983	20,3	22	2003	125,8
3	1984	82,8	23	2004	60,2
4	1985	94,2	24	2005	72
5	1986	197,3	25	2006	172,9
6	1987	141	26	2007	81
7	1988	74,6	27	2008	100,1
8	1989	97,5	28	2009	88,9
9	1990	30,9	29	2010	77,7
10	1991	64	30	2011	77,6
11	1992	53,8	31	2012	58,6
12	1993	56,1	32	2013	93,95
13	1994	129,1	33	2014	132,7
14	1995	106,7	34	2015	90,83
15	1996	94,5	35	2016	56,55
16	1997	111,7	36	2017	105,4
17	1998	112,6	37	2018	55
18	1999	52,8	38	2019	56,6
19	2000	150,3	39	2020	40,4
20	2001	40,6	40	2021	96,2
			41	2022	32,7

(Source : A.N.R.H 1982-2022)

II.8.2 Analyse et mesures statistiques de la série :

Pour analyser les propriétés statistiques des pluies maximales journalières nous procédons à différents calculs de certaines caractéristiques à partir des données recueillies de 1982 à 2022. Ces grandeurs comme la moyenne, l'écart type, le coefficient de variation et le paramètre d'asymétrie, agissent comme des indicateurs résumant et caractérisant les phénomènes de pluies extrêmes.

La moyenne $\bar{P}$: $$\bar{\mathbf{P}} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} \mathbf{Pi}}{\mathbf{N}} \quad \textbf{(II .23)}$$

L'écart type si n est grand (n ≫30) : $$\boldsymbol{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\mathbf{Pi} - \bar{\mathbf{P}})^2} \quad \textbf{(II .24)}$$

Le coefficient de variation C_v : $$\mathbf{Cv} = \frac{\boldsymbol{\sigma}}{\bar{\mathbf{P}}} \quad \textbf{(II .25)}$$

Le paramètre d'Asymétrie : la notion de Skewness est une mesure du degré de dissymétrie d'une distribution statique par rapport à sa moyenne.

Il est définie par : $$\boldsymbol{\gamma} = \frac{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(Pi-\bar{P})^3}{\left(\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(Pi-\bar{P})^2\right)^{3/2}} \quad \textbf{(II .26)}$$

Pi : représente la précipitation maximale journalière observée ;

$\bar{P}$: la moyenne des précipitations maximales sur la période étudie (82-2022) ;

n : nombre d'années de l'échantillon (41 ans) ;

Tableau II-11: Synthèse des caractéristiques de la série des pluies max-journalières

Nombres d'années d'observation	41
La somme des Pj_{max} (mm)	3613,43
Valeur maximale (mm)	197,3
Valeur minimale (mm)	20,3
Médiane (mm)	82,8
Moyenne $\bar{P}$ (mm)	88,1
Ecart-type (mm)	40,5
Coeff de variation C_v	0,460
Le paramètre de Skewness γ	0,749

II.8.3 Étapes préliminaires avant de procéder à la sélection du modèle fréquentiel adapté :

Préalablement à l'ajustement statistique des données des pluies max journalières via le logiciel HyfranPlus, il est nécessaire d'effectuer plusieurs étapes préparatoires en vue d'une obtention des résultats finales de qualité et de pertinence. Ces étapes sont les suivantes :

- Les données doivent être triées dans l'ordre croissant, du plus faible au plus élevé.
- Chaque valeur obtient un rang *i*, qui est déterminé dans l'ordre croissant de la série ordonnée.
- Une fois les valeurs classées, a probabilité empirique rattachée à chaque valeur sera donnée, à l'aide de la formule de Hazen :

$$\mathbf{F\,(x) = \frac{i - 0{,}5}{N}} \qquad \mathbf{(II\ .27)}$$

Avec :

F (x) : la probabilité non-excédante de la valeur x ;

i : rang de la valeur dans la série ordonnée ;

N : nombre d'années de l'échantillon ;

- Au moyen des probabilités F(x), on élabore le diagramme de répartition empirique en positionnant les valeurs observées sur les x et les probabilités associées sur les y.
- Ce graphique permet l'analyse de la distribution des pluies afin de la confronter aux lois de probabilité.

II.8.4 Choix de la loi d'ajustement :

La diversité des approches pour ajuster les séries pluviométriques implique que l'efficacité d'une estimation dépend de plusieurs éléments, tels que la loi de probabilité sélectionnée, la taille de l'échantillon, ainsi que ses caractéristiques particulières. Un grand nombre d'études, tant empiriques que théoriques, ont été réalisées pour déterminer les conditions idéales d'application de chaque méthode d'estimation en fonction de la loi de probabilité adoptée.

En Algérie, l'analyse des précipitations maximales sur une base journalière s'appuie généralement sur des lois statistiques bien établies. La loi de Galton, souvent qualifiée de log-normale, et de Gumbel qui sont principalement choisies, car elles se révèlent plus appropriées dans ces contextes. Notre étude s'attachera donc à examiner plus en détail ces lois.

II.8.4.1 Ajustement à la loi de Galton (log-normale) :

Afin d'ajuster les pluies maximales journalières à la loi Log-Normale, qui est fréquemment appliquée pour mettre en évidence des phénomènes caractérisés par une distribution biaisée vers les valeurs élevées. La fonction de répartition associé à la loi Log-normale est exprimée par :

$$\mathbf{F(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma}\right)} \qquad \mathbf{(II .28)}$$

Φ (u) : représente la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite, sachant que :

$$\mathbf{(Fréquence\ au\ non\text{-}dépassement) :\ \Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-0.5u^2}\, du} \qquad \mathbf{(II .29)}$$

Dans laquelle, la variable centrée réduite de Gausse u est déterminée par la formule :

$$\mathbf{u = \frac{Pi - \bar{P}}{\sigma}} \qquad \mathbf{(II .30)}$$

P_i : désigne la variable étudiée ($P_{j\ max}$) ;

$\bar{P}$: la moyenne de ces valeurs étudiées ;

σ : L'écart-type de la variable ;

Les quantiles : q = F(x) (probabilité au non dépassement) ;

Avec : $T = \frac{1}{1-q}$;

Les paramètres de la loi Log-Normale ont été ajustés par la méthode du maximum de vraisemblance et les résultats des paramètres estimés sont les suivants :

$(x) = 4{,}36937$ $\qquad\qquad$ $\sigma_{(x)} = 0{,}492455$

Le tableau suivant propose les résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières suivant la loi Log-Normale :

Tableau II- 12: Résultats de l'ajustement à la loi log-normal

Période de retour **(T)**	Probabilité de fréquence **q** (de non dépassement)	Valeurs théoriques $\mathbf{Pj_{max}}$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance **(Confidence level 95%)**
1000.0	0.9990	362	67.6	229 – 494
200.0	0.9950	281	45.3	192 – 370
100.0	0.9900	248	37.1	176 – 321
50.0	0.9800	217	29.7	159 – 275
20.0	0.9500	178	21.1	136 - 219
10.0	0.9000	148	15.5	118 - 179
5.0	0.8000	120	10.7	98.5 - 141
2.0	0.5000	79.0	6.08	67.1 - 90.9

(Source : HyfranPlus)

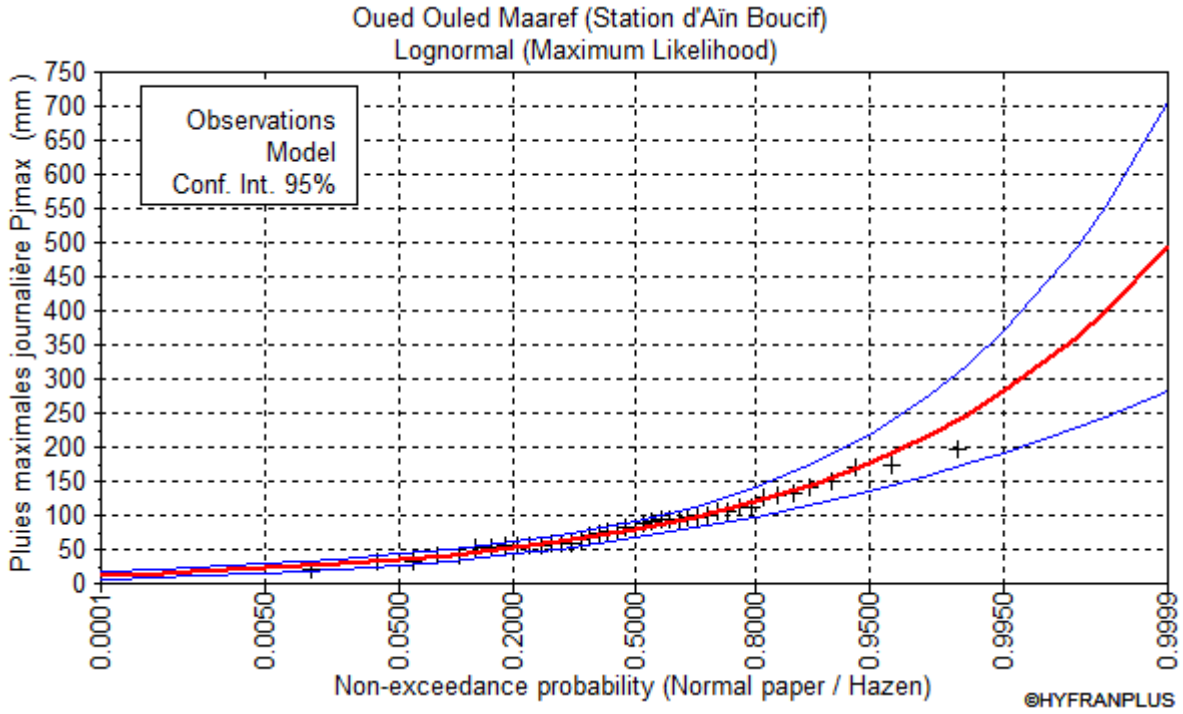


Figure II- 7: Analyse graphique de l'ajustement à la loi log-normal

II.8.4.2 Ajustement à la loi de GUMBEL :

La loi de Gumbel est appliquée pour modéliser les valeurs extrêmes, en particulier celles relatives aux pluies maximales journalières, et elle a pour fonction de répartition :

$$\mathbf{F(x) = e^{-e^{-y}}} \qquad \mathbf{(II.34)}$$

Où y est la variable réduite définie par : $\mathbf{y = \frac{x-u}{\alpha}}$ **(II .35)**

x : la variable étudiée (pluie maximale journalière) ;

u : un paramètre de position ;

α : un paramètre d'échelle (de dispersion) ;

L'expression du quantile, qui nous permet d'estimer une valeur pour une période de retour donnée, est : $\mathbf{X_T = u - \alpha \ln(-\ln(1-q))}$ **(II .36)**

Où : q : est la probabilité associée à la période de retour T, définie par : $q = 1 - \frac{1}{T}$ et $T = \frac{1}{1-q}$;

Les paramètres de la loi de Gumbel par la méthode de maximum de vraisemblance sont :

$$u = 69{,}895 \; ; \; \alpha = 31{,}5955$$

Un récapitulatif des résultats relevés après ajustement à la loi de Gumbel est présenté dans le tableau qui suit. Ils permettent d'évaluer la fiabilité de l'ajustement et, éventuellement d'effectuer des prévisions hydrologiques selon cette loi.

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

Période de retour **(T)**	Probabilité de fréquence **q** (de non dépassement)	Valeurs théoriques $\mathbf{Pj_{max}}$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance **(Confidence level 95%)**
10000.0	0.9999	361	48.4	266 – 456
2000.0	0.9995	310	40.1	231 – 389
1000.0	0.9990	288	36.6	216 – 360
200.0	0.9950	237	28.4	182 – 293
100.0	0.9900	215	24.8	167 – 264
50.0	0.9800	193	21.3	151 – 235
20.0	0.9500	164	16.7	131 – 196
10.0	0.9000	141	13.2	115 – 167
5.0	0.8000	117	9.78	98.1 – 136
2.0	0.5000	81.5	5.81	70.1 – 92.9

(Source : HyranPlus)

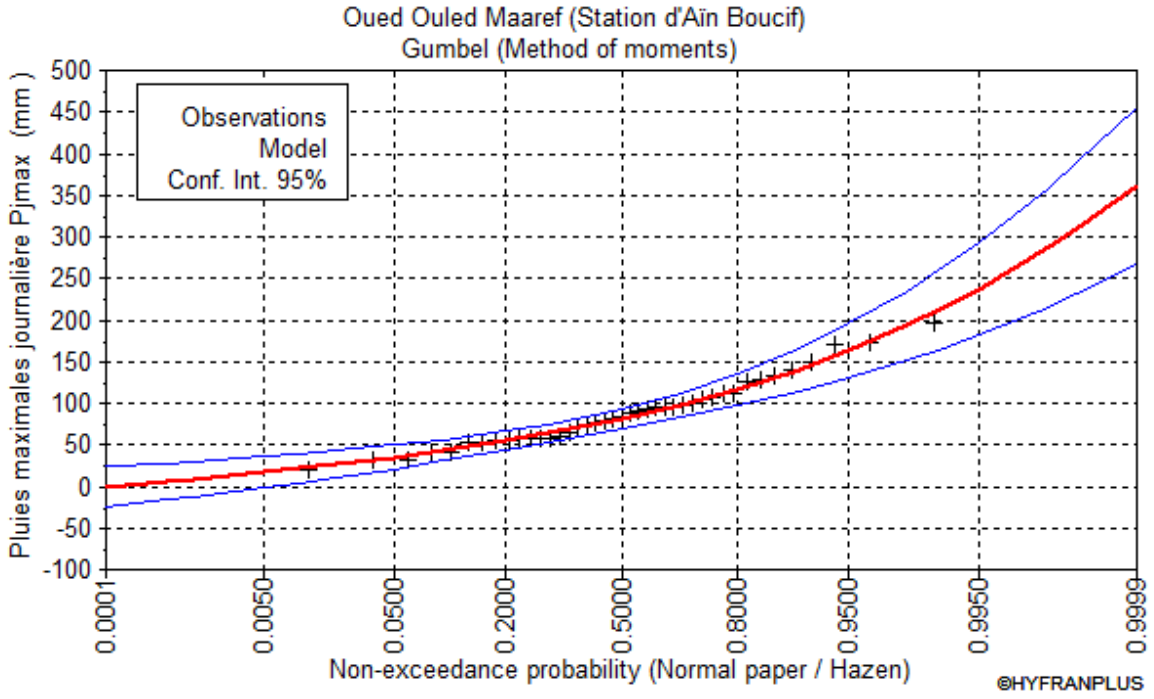


Figure II- 8 : Analyse graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

II.8.5 Test d'adéquation :

Une fois les données ajustées pour les lois, il est important de tester leur adéquation pour choisir la meilleure modélisation. Pour cela, nous avons décidé d'appliquer le test du Khi-deux (χ^2). En effet, une loi est alors considérée adéquate si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

Pour un niveau de confiance de 95% (Soit une probabilité $1 - \alpha = 0{,}95$)

Tableau II- 14: Les résultats du test khi-carré

Loi	Nombre des classes	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{calculé}}$	Valeur de **p**	Interprétation
Log-normal	8	5	2.51	0.7747	s'ajuste bien
Gumbel	8	5	6.02	0.3039	s'ajuste bien

Avec :

La valeur **p** (p-value) : est une probabilité qui donne une indication de la significativité statistique d'un test d'hypothèse.

Si :
- La valeur **p > 0,05** (au seuil de 5%) → on accepte H0
- La valeur **p ≤ 0,05** → on rejette H0

H0: hypothèse signifie que l'échantillon est correctement représenté par une loi de probabilité (ex. Gumbel, Galton).

D'après les résultant du test du Khi-deux, les lois utilisées sont bien ajustées aux données. Il s'agit donc d'une série qui suit bien ces lois.

II.8.6 Comparaison entre les lois d'ajustement (test visuelle) :

Ainsi, même si la série d'observations s'ajuste aux lois, il est essentiel de déterminer laquelle est la plus appropriée. Pour cela, un test graphique est proposé, qui s'appuie sur l'étude visuelle des courbes d'ajustement qui mesurent la concordance entre observations théoriques et pratiques, permettant de faire le choix de la loi qui offre le meilleur ajustement, sans discordances ni écarts notables au regard du papier de probabilité utilisé.

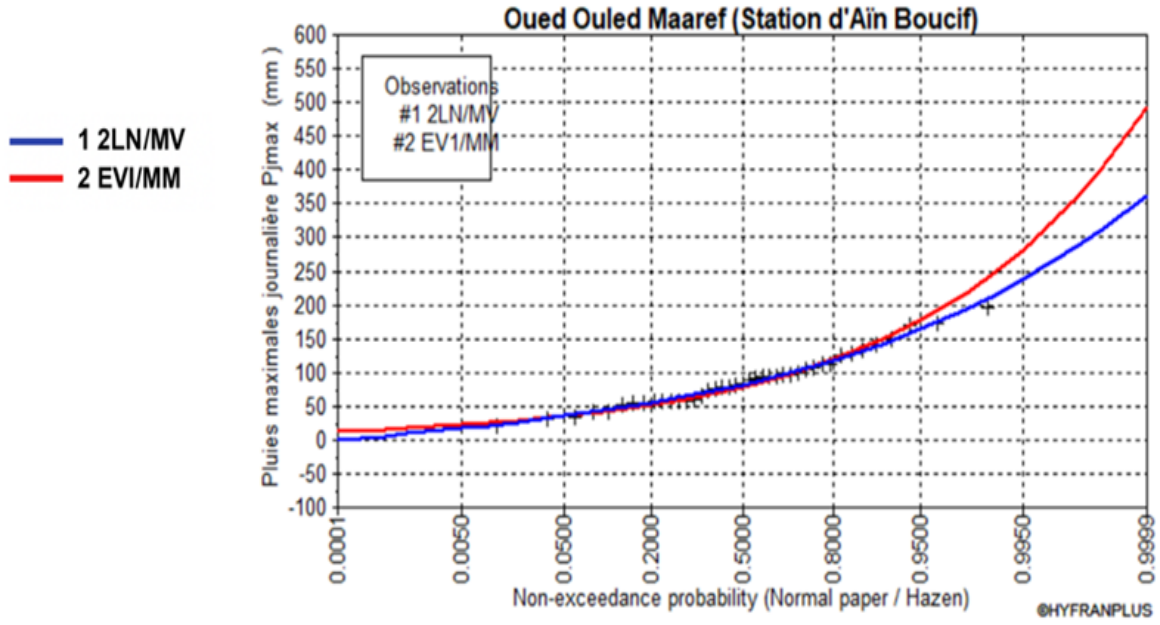


Figure II- 9: Représentation comparative de l'ajustement selon les lois utilisées

❖ **Justification et validation :**

On remarque que l'ajustement selon la loi de log-normale est le meilleure, les données expérimentales étant les plus proches de la courbe théorique ; on opte pour cette loi.

II.8.7 Les pluies et intensités de courte durée :

Les pluies de courte durée ont été estimées à partir des données des pluies max-journalières en appliquant la relation de Montanari :

$$P_{t,f} = P_{j,f} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{b} \qquad \textbf{(II .37)}$$

Où :

$P_{t,f}$: la pluie correspondante à une durée t et une fréquence d'occurrence f % (exprimée en mm) ;

$P_{j,f}$: la pluie max-journalière associée à une fréquence f % (en mm) ;

t : la durée de l'averse (exprimée en heures) ;

T : la durée de référence, prise égale à 24 heures ;

b : l'exposant climatique propre à la région fixé à 0,41 (source : A.N.R.H)

Les valeurs attribuées aux différentes pluies et aux intensités fréquentielles de courte durée, associées au bassin versant de l'oued Ouled Maaref et en relation avec le temps de concentration (T_c), sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II- 15: Valeurs des pluies et intensités fréquentielles pour une durée égale à Tc

T (ans)	1000	100	50	20	10	5
$P_{j,f}$ (mm)	362	248	217	178	148	120
P (T_c) (mm)	109,53	75,04	65,66	53,86	44,78	36,31
I (T_c) (mm/h)	84,25	57,72	50,51	41,43	34,45	27,93

Tableau II-16: les pluies (mm) et les intensités des pluies (mm/h) sur le BV d'Ouled Maaref

T (h)	Période de retour (ans)											
	5		10		20		50		100		1000	
	P % (mm)	I (mm/h)	P % (mm)	I (mm/h)	P % (mm)	I (mm/h)	P % (mm)	I (mm/h)	P % (mm)	I (mm/h)	P % (mm)	I (mm/h)
1	32.61	32.61	40.21	40.21	48.37	48.37	58.96	58.96	67.39	67.39	98.36	98.36
1.30	36.31	27.93	44.78	34.45	53.86	41.43	65.66	50.51	75.04	57.72	109.53	84.25
2	43.32	21.66	53.43	26.72	64.26	32.13	78.34	39.17	89.53	44.77	130.69	65.35
3	51.16	17.05	63.09	21.03	75.88	25.29	92.51	30.84	105.73	35.24	154.33	51.44
4	57.56	14.39	71.00	17.75	85.38	21.35	104.09	26.02	118.96	29.74	173.65	43.41
5	63.08	12.62	77.80	15.56	93.56	18.71	114.06	22.81	130.36	26.07	190.28	38.06
6	67.97	11.33	83.83	13.97	100.83	16.80	122.92	20.49	140.48	23.41	205.05	34.18
7	72.41	10.34	89.30	12.76	107.40	15.34	130.94	18.71	149.64	21.38	218.43	31.20
8	76.48	9.56	94.33	11.79	113.45	14.18	138.31	17.29	158.06	19.76	230.72	28.84
9	80.27	8.92	99.00	11.00	119.06	13.23	145.15	16.13	165.88	18.43	242.14	26.90
10	83.81	8.38	103.37	10.34	124.32	12.43	151.56	15.16	173.21	17.32	252.83	25.28
11	87.15	7.92	107.48	9.77	129.27	11.75	157.60	14.33	180.11	16.37	262.90	23.90
12	90.31	7.53	111.39	9.28	133.97	11.16	163.32	13.61	186.65	15.55	272.45	22.70
13	93.33	7.18	115.10	8.85	138.44	10.65	168.77	12.98	192.88	14.84	281.54	21.66
14	96.21	6.87	118.66	8.48	142.71	10.19	173.97	12.43	198.83	14.20	290.22	20.73
15	98.97	6.60	122.06	8.14	146.80	9.79	178.97	11.93	204.53	13.64	298.55	19.90

16	101.62	6.35	125.33	7.83	150.74	9.42	183.76	11.49	210.02	13.13	306.56	19.16
17	104.18	6.13	128.49	7.56	154.53	9.09	188.39	11.08	215.30	12.66	314.27	18.49
18	106.65	5.92	131.53	7.31	158.20	8.79	192.86	10.71	220.41	12.24	321.72	17.87
19	109.04	5.74	134.48	7.08	161.74	8.51	197.18	10.38	225.35	11.86	328.94	17.31
20	111.36	5.57	137.34	6.87	165.18	8.26	201.37	10.07	230.14	11.51	335.93	16.80
21	113.61	5.41	140.12	6.67	168.52	8.02	205.44	9.78	234.79	11.18	342.71	16.32
22	115.79	5.26	142.81	6.49	171.76	7.81	209.40	9.52	239.31	10.88	349.31	15.88
23	117.92	5.13	145.44	6.32	174.92	7.61	213.25	9.27	243.71	10.60	355.74	15.47
24	120	5	148	6.17	178	7.42	217	9.04	248	10.33	362	15.08

II.8.8 Courbes IDF et PDF :

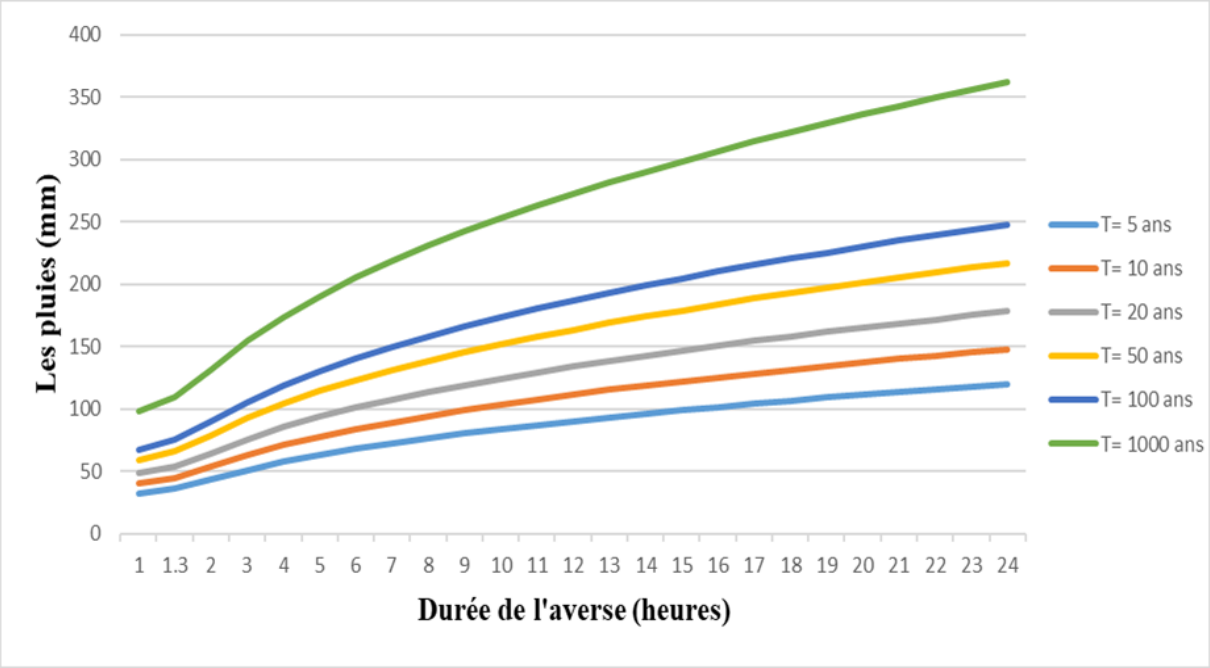


Figure II- 10: Les courbes Pluies-Durée-Fréquence du bassin versant d'Ouled Maaref

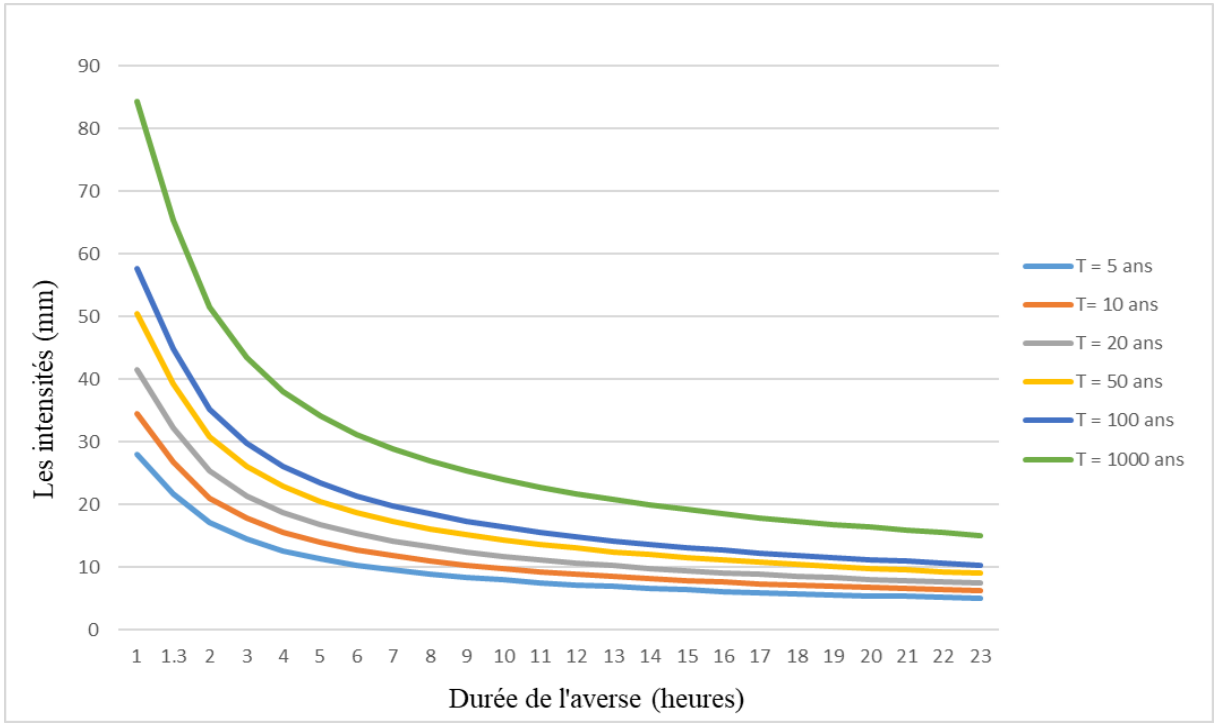


Figure II- 11: Les courbes Intensité-Durée-Fréquence du bassin versant d'Ouled Maaref

II.9 Etude des apports liquides :

L'absence d'une station hydrométrique ayant suffisamment mesuré le régime des apports de l'oued nous contraint à estimer l'apport liquide moyen annuel à l'aide de formules empiriques, souvent couramment utilisées en Algérie pour les petits bassins versants. Ces formules permettront également d'évaluer les apports fréquentiels.

II.9.1 Estimation de la lame ruisselée et du volume des apports liquides annuels :

II.9.1.1 Formule de Mallet-Gauthier :

$$L_R = \bar{P} \times C_e \text{ et } C_e = 0{,}6\,(1 - 10^{-0{,}36\,P^2}) \qquad (II.38)$$

$$A_{moy} = L_R \times S \qquad (II.39)$$

Avec :

L_R : la lame d'eau ruisselée en (mm) ;

A_{moy} : l'apport moyen annuel (Mm^3) ;

C_e : Coefficient d'écoulement ;

$\bar{P}$: la précipitation moyenne en (m) ; $\bar{P}$ = 0,37774 m

S : la surface du BV en (Km^2) ;

II.9.1.2 Formule de MEDINGER :

$$L_R = 1{,}024\,(\bar{P} - 0{,}26)^2 \text{ et } A_{moy} = L_R \times S \qquad (II.40)$$

Avec :

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m) ; $\bar{P}$ = 0,37774 m

II.9.1.3 Formule d'ERRIH :

$$L_R = 6{,}8 \times 10^{-8} \times \bar{P}^{3{,}24} \qquad (II.41)$$

Avec :

L_R : la lame d'eau ruisselée interannuel en (Mm^3) ;

$\bar{P}$: la précipitation moyenne en (mm) ; $\bar{P}$ = 377,74 mm

II.9.1.4 Formule de DERIE I :

$$L_R = 31{,}54 \times M_0 \qquad (II.42)$$

$$M_0 = 11{,}8 \times \bar{P}^{2{,}82} \qquad (II.43)$$

Avec : M_0 : le module moyen spécifique (l/s.km^2) ;

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m) ;

Les résultats des calculs des apports liquides sur notre site d'étude, réalisés avec les différentes formules empiriques, sont regroupés au tableau 18 :

Tableau II- 17: Tableau récapitulatif des apports liquides estimés par diverses formules empiriques

	Formules			
	Mallet-Gauthier	MEDINGER	ERRIH	DERIE I
L_R (mm)	25,28	14,20	15,23	23,90
A_{moy} (Mm^3)	0,092	0,052	0,0554	0,087

❖ **Conclusion :**

Etant donné que les valeurs fournies par les différentes méthodes sont relativement proches, nous avons fait le choix de retenir une valeur moyenne donné par les quatre formules.

Donc nous retenons : L_R = 19,65 mm et A_{moy} = 0,0716 Mm^3

II.9.2 Les caractéristiques de l'écoulement :

II.9.2.1 Module d'écoulement :

Il est exprimé de la façon suivant :

$$\mathbf{M_e = A_{moy} / T} \qquad \mathbf{(II .44)}$$

$$\mathbf{M_e = 2,27\ l/s}$$

Avec :

A_{moy} : Apport moyen annuel en (litre) ;

T : temps d'une année en secondes (T = 31,536×10^6) ;

II.9.2.2 Module de l'écoulement relatif :

Il est calculé selon la formule :

$$M_0 = M_e / S \qquad (II.45)$$

$$M_0 = 0{,}62 \text{ l/s/km}^2$$

M_e : le module d'écoulement en (l/s) ;

S : la superficie du BV en (Km^2) ;

II.9.2.3 Lame d'eau ruisselée moyenne :

Elle se calcule selon la relation :

$$L_R = A_{moy} / S \qquad (II.46)$$

$$L_R = 19{,}67 \text{ mm}$$

II.9.2.4 Coefficient d'écoulement :

Il est donné selon la relation :

$$C_e = L_R / P_{moy} \qquad (II.47)$$

$$C_e = 0{,}052$$

II.9.2.5 Coefficient de variation :

En l'absence de suffisamment d'une série d'observations, le coefficient de variation (C_V) doit être estimé à partir de formules empiriques. En effet, ces formules présentent un intérêt particulier lorsque les mesures ne sont pas disponibles directement.

II.9.2.5.1 Formule de SOKOLOVSKY :

On a:

$$C_v = 0{,}78 - 0{,}29 \log_{10}(M_0) - 0{,}063 \log_{10}(S+1) \qquad (II.48)$$

$$C_V = 0{,}8$$

Avec : M_0 : le module d'écoulement relatif en ($l/s/km^2$) ;

S : la surface du BV en (Km^2) ;

II.9.2.5.2 Formule de PADOUN :

$$C_v = K \times \frac{0{,}93}{M0^{\,0{,}23}} \qquad (II.49)$$

$$C_v = 0{,}78$$

Avec :

K : coefficient dépend des caractéristiques spécifiques du BV de la région, dont la valeur est adoptée à 0,75 (source : DRE Médéa) ;

M_0 : le module d'écoulement relatif en (l/s/km^2) ;

II.9.2.5.3 Formule de KRITSKLY-MENKEL :

$$C_v = \frac{0,83}{S^{0,06} \times M0^{0,27}} \qquad \textbf{(II .50)}$$

$$\mathbf{C_v = 0,87}$$

Avec : M_0 : le module d'écoulement relatif en (l/s/km^2) ;

II.9.2.5.4 Formule de URGIPROUODKHAZ :

$$C_v = \frac{0,7}{M0^{\,0,125}} \qquad \textbf{(II .51)}$$

$$\mathbf{C_v = 0,74}$$

Voici la synthèse des valeurs du coefficient de variation calculées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-18: Coefficient de variation (C_v)

Formules	SOKOLOVSKY	PADOUN	KRITSKLY-MENKEL	URGIPROUODKHAZ
Le coefficient C_v	0,8	0,78	0,87	0,74

❖ **Interprétation :**

On remarque que les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont très proche les unes des autres, on retient comme valeur finale celle de SOKOLOVSKY parce que sa formule est très répandue en Algérie c'est-à-dire C_v = 0,8.

II.10 Estimation fréquentielle des apports :

L'évaluation fréquentielle des apports pourrait être facilement estimée par la loi Log Normale (Galton). La formulation de cette loi se présente comme suit :

$$\mathbf{A_u} = \frac{A0 \times e^{u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}}{\sqrt{Cv^2+1}} \qquad \mathbf{(II\ .52)}$$

Où :

A_u : apport d'une fréquence donnée ;

U : variable réduite de Gauss, déterminée en fonction des fréquences au non-dépassement ;

A_0 : apport moyen annuel de l'oued en Mm^3 ;

C_v : coefficient de variation des apports d'Oued Ouled Maaref ;

Le calcul est effectué pour plusieurs fréquences différentes

(80% ; 90% ; 95% ; 98% ; 99% ; 99,9%), en utilisant les valeurs de U correspondantes.

Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul obtenus :

Tableau II-19: L'apport fréquentielle du bassin versant d'Ouled Maaref

T (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	95	98	99	99,9
La variable réduite U	0,84	1,282	1,64	2,054	2,327	3,09
Apport (Mm^3)	0,10	0,14	0,18	0,24	0,29	0,49

II.11 Calcul du débit de crue :

L'évaluation des crues est un aspect fondamental de la sécurité des ouvrages hydrauliques, qui repose sur l'analyse des différents paramètres clés, à savoir le débit de pointe, le volume d'eau écoulé, la forme de l'hydrogramme ou encore la durée de l'événement.

Parmi les formules empiriques usuellement employées en Algérie dans les études relatives aux événements de crue des cours d'eau, parmi lesquelles figurent : Sokolovsky, Maillet-Gauthier, Giandotti, Même la méthode fréquentielle de l'ANRH basée sur la formule de Taibi.

II.11.1 Méthode volumique (Formule de SOKOLOVSKY 1968) :

$$\mathbf{Q_{max}} = \frac{0{,}28\ Ptc\ p\%\ Ct\ S}{Tm} \times \mathbf{f} \qquad \textbf{(II .53)}$$

T_m : le temps de montée, en heures où T_m= f (T_a) ;

T_a : la durée de l'averse $T_a = T_c = T_a$, en particulier pour les petits bassins versants ;

C_T : Coefficient de ruissellement en fonction des périodes de retour (C_{10} = 0,3 ; C_{20} = 0,35 ; C_{50} = 0,4 ; C_{100} = 0,45 ; C_{1000} = 0,5) ;

f : coefficient de forme du crue f (hydrogramme triangulaire) ; $\mathbf{f = \frac{12}{4+3\gamma}}$;

Tableau II-20: Estimation des valeurs de γ en fonction des caractéristiques du bassin versant

Caractéristique du BV	Valeur de γ
Surfaces des bassins versants allant de 1 et 50 km²	**γ = 2**
Bassin boisé avec un sol à faible perméabilité	γ = 2,5
Pour un bassin versant boisé	γ = 3 et γ = 4

On prend : γ = 2 d'où f = 1,2

Tableau II-21: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (SOKOLOVSKY)

Fréquence (%)	99,9	99	98	95	90
T (ans)	1000	100	50	20	10
C_T	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
Ptc (mm)	109.53	75.04	65.66	53.86	36.31
Q_{max} p% (m^3/s)	51.52	35,30	30,89	25,34	17,08

II.11.2 Formule de Mallet-Gauthier :

$$\mathbf{Q_{max}} = 2K\,log(1 + A.Pmoy)\ \frac{S}{\sqrt{L}}\ \sqrt{1 + 4\,log\,T - log\,S} \qquad \textbf{(II .54)}$$

P_{moy} : la pluie moyenne annuelle en (m) ; (P_{moy} = 0,37774 m)

S : la superficie du BV en (Km^2) ;

A : coefficient régionale ; (A= 20) ;

K : constante du bassin versant varie entre [1÷3] ; (K=2)

T : période de retour en années

L : la longueur de thalweg principale en (Km) ;

Tableau II-22: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (Mallet-Gauthier)

T (ans)	1000	100	50	20	10
Q_{max} p% (m^3/s)	83,89	56,92	48,79	38,06	29,94

II.11.3 Formule d'ANRH (Taibi, 1993) :

Taibi R. (ANRH) a élaboré cette méthode pour les cours d'eau situés en Algérie, elle s'exprime comme suit :

$$q_{pr} = e^{0,95\,U} = Q_{pt} / Q_p \qquad \textbf{(II .55)}$$

$$Q_{pt} = e^{0,95\,U} \times Q_p\ (m^3/s) \qquad \textbf{(II .56)}$$

Avec :

Q_{pt} : le débit de pointe fréquentiel en (m^3/s) ;

U : la variable réduite de Gauss ;

Q_p : le débit de pointe annuel en (m^3/s) ;

Le débit de pointe moyen annuel s'obtient à l'aide de la relation de Bennie et Athkins :

$$Q_p = 0,000781 \times S^{0,688} \times P^{1,275} \qquad \textbf{(II .57)}$$

Avec : P : la pluie moyenne annuelle apportée par le BV en (mm) ;

S : la superficie du BV en (Km^2) ;

$$Q_{pt} = 3,67 \times e^{0,95\,U} \qquad \textbf{(II .58)}$$

Tableau II-23: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (A.N.R.H Taibi)

T (ans)	1000	100	50	20	10
La variable réduite U	3,09	2,327	2,054	1,64	1,282
Q_{pt} (m^3/s)	69,11	33,48	25,83	17,43	12,40

II.11.4 Formule de Giandotti :

$$Q_{max} = \frac{170\ A\ (Hmoy - Hmin)^{0,5}}{4\ S^{0,5} + 1,5\ L} \times P_{tc} \qquad \textbf{(II .59)}$$

A : la surface du BV en (Km^2) ;

L : la longueur du cours d'eau principale en (Km) ;

H_{moy} : l'altitude moyenne du BV en (m) ;

H_{min} : l'altitude minimale du BV en (m) ;

Tableau II-24: Débit de crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref (Giandotti)

T (ans)	1000	100	50	20	10
Ptc (mm)	109,53	75,04	65,66	53,86	44,78
Q_{max} p% (m^3/s)	41,29	28,29	24,75	20,30	16,88

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul :

Tableau II-25: Récapitulatif des résultats du débit des crues fréquentielles d'oued Ouled Maaref calculés avec les quatre formules

Formules / Q_{max} (m^3/s)	SOKOLOVSKY	Mallet-Gauthier	A.N.R.H (Taibi)	Giandotti
$Q_{1000\ ans}$	51,52	83,89	69,11	41,29
$Q_{100\ ans}$	35,30	56,92	33,48	28,29
$Q_{50\ ans}$	30,89	48,79	25,83	24,75
$Q_{20\ ans}$	25,34	38,06	17,43	20,30
$Q_{10\ ans}$	17,08	29,94	12,40	16,88

❖ **Débit de crues fréquentielle calculé :**

La méthode de Mallet-Gauthier a été choisie dans la présente étude, pour sa capacité à fournir des valeurs de débits de crues relativement élevées, cela permet de bien intégrer un bon niveau de sécurité susceptible pour prévenir tout risques d'inondation, en évitant de sous-estimer les débits. En raison du caractère empirique des formules que nous avons utilisée, nous considérons un débit de projet centennal de **56,92 m^3/s** pour la suite du travail.

De plus, la formule de Mallet-Gauthier offre un équilibre entre simplicité et efficacité, particulièrement utile dans un contexte où les données hydrologiques sont limitées. Elle permet d'obtenir des résultats fiables pour les différentes périodes de retour, sans sous-estimation des risques. En raison de ces atouts, cette formule a été adoptée comme base de calcul des débits de crue de projet dans cette étude.

II.12 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue sera abouti selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimilera l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques : l'une pour la montée, l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue **:** $\mathbf{Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{Tm}\right)^x}$ $\mathbf{0 < T < T_m}$ **(II .60)**
- Pour la décrue : $\mathbf{Q_d = Q_{max} \left(\frac{Tb - T}{Td}\right)^y}$ $\mathbf{T_m < T < T_d}$ **(II .61)**

Avec :

T_m : Temps de montée de la crue, $T_m = T_c = 1{,}30$ heures (d'après SOKOLOVSKY) ;

δ : coefficient lié aux caractéristiques du BV, pour le bassin versant de l'Oued ; ($\delta = 3$)

T_d : Temps de la décrue ; $T_d = \delta \times T_m = 3 \times 1{,}30 = 3{,}9$ heures

x et y : puissances des courbes ; (x=2 ; y=3) ;

Par conséquent, le temps de base T_b de la crue est obtenu en additionnant le temps de montée et le temps de décrue.

$$\mathbf{T_b = T_m + T_d} \qquad \textbf{(II .62)}$$

$$T_b = T_m (1+ \delta) = 1{,}30 (1+3) = 5{,}2 \text{ heures}$$

Les résultats obtenus, pour les différentes fréquences, se retrouvent dans le tableau 28 et la figure 12.

II.12.1 Calcul des volumes des crues :

Les valeurs maximales des crues correspondant aux différentes périodes de retour sont elles-mêmes déterminées à l'aide de la formule ci-après :

$$\mathbf{V_{crue} = (1/2) \times Q_{max} \times T_b} \qquad \textbf{(II .63)}$$

Avec :

Q_{max} : est le débit de crue pour la période de retour choisie en (m^3/s) ;

T_b : le temps de base de la crue en (secondes) ;

Les résultats des calculs détaillés sont regroupés dans le tableau 27, et exposent les valeurs maximales des crues pour chacune des périodes de retour étudiées.

Tableau II-26: Les valeurs des volumes maximaux des crues d'Oued Ouled Maaref

T (ans)	1000	100	50	20	10
Q_{max} (m^3/s)	83,89	56,92	48,79	38,06	29,94
V_{crue} (m^3)	785210,4	532771,2	456674,4	356241,6	280238,4

Tableau II-27: Hydrogrammes de crues calculés d'Oued Ouled Maaref

	Période de retour T (ans)				
Temps (h)	1000	100	50	20	10
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	3,10	2,11	1,80	1,41	1,11
0,5	12,41	8,42	7,22	5,63	4,43
0,75	27,92	18,95	16,24	12,67	9,97
1	49,64	33,68	28,87	22,52	17,72
1,25	77,56	52,63	45,11	35,19	27,68
1,3	**83,89**	**56,92**	**48,79**	**38,06**	**29,94**
1,5	71,63	48,60	41,66	32,50	25,57
1,75	58,07	39,40	33,77	26,35	20,73
2	46,34	31,44	26,95	21,02	16,54
2,25	36,31	24,63	21,12	16,47	12,96
2,5	27,84	18,89	16,19	12,63	9,93
2,75	20,80	14,11	12,10	9,44	7,42
3	15,06	10,22	8,76	6,83	5,37
3,25	10,49	7,12	6,10	4,76	3,74
3,5	6,95	4,71	4,04	3,15	2,48
3,75	4,31	2,93	2,51	1,96	1,54
4	2,44	1,66	1,42	1,11	0,87
4,25	1,21	0,82	0,71	0,55	0,43
4,5	0,49	0,33	0,28	0,22	0,17
4,75	0,13	0,09	0,075	0,06	0,046
5	0,01	0,008	0,007	0,005	0,004
5,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

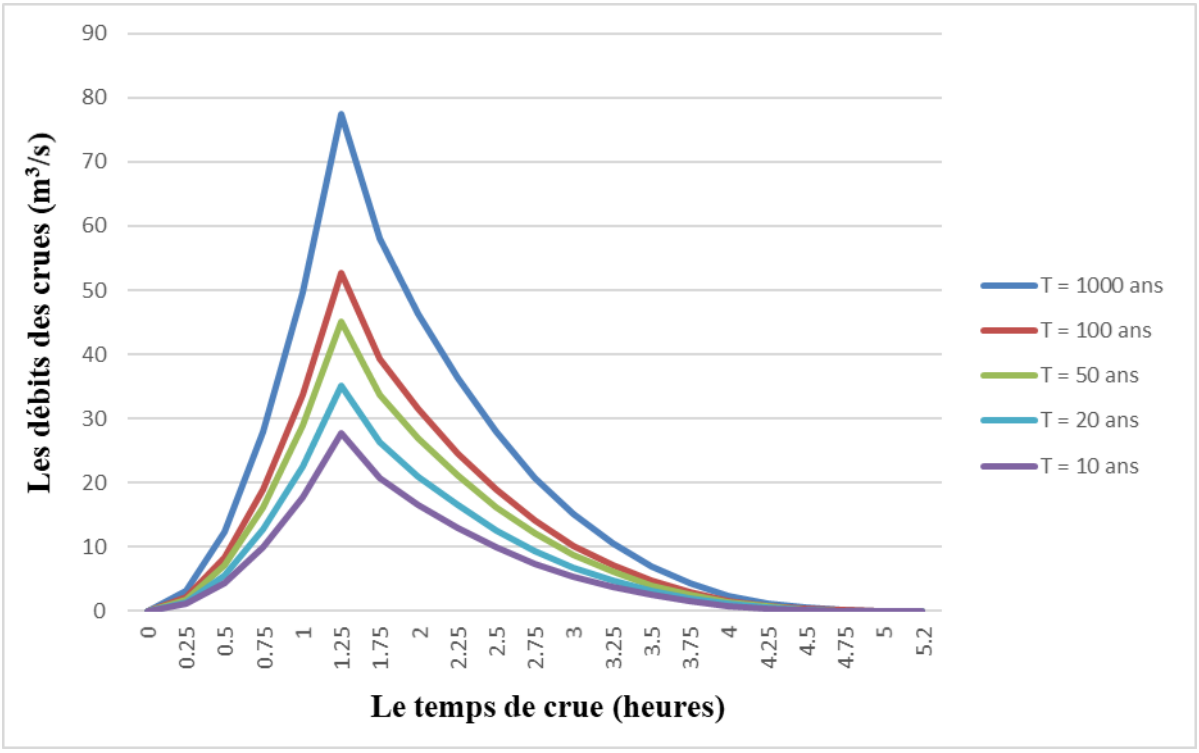


Figure II- 13: Hydrogrammes de crues du BV d'Oued Ouled Maaref selon SOKOLOVSKY

II.13 Transport solide :

De nombreux travaux menés sur l'érosion en Algérie ont montré que les sols sont particulièrement sensibles au ruissellement et à l'érosion **(El Mahi, Meddi, Bravard 2012).**

Dans cette partie, nous étudions le transport solide dans le bassin versant à l'échelle d'une période de 20 ans. Pour évaluer l'apport solide d'un cours d'eau et le volume de sédiments qui en résulte, nous utilisons des formules empiriques, notamment celle de Tixeront.

II.13.1 Formule de Tixeront (1960) :

La formule de Tixeront permet d'estimer l'apport solide moyen annuel en suspension selon la relation suivante :

$$T_s = \alpha \, L_R^{0,15} \qquad \text{(II .64)}$$

$$T_s = 117{,}24 \text{ t/km}^2\text{/an}$$

Où :

T_s : représente l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/km^2/an) ;

L_R : la lame d'eau ruisselée en (mm) ;

α : un paramètre caractérisant la perméabilité du BV ;

Tableau II-28: Evaluation des valeurs de α en fonction des caractéristiques du BV

Caractéristique su BV	La valeur de α
Un bassin très perméable	8,5
Un bassin à perméabilité intermédiaire à élevée	**75**
Un bassin à perméabilité moyenne	350
Un bassin faiblement perméable	1400
Un bassin pratiquement imperméable	3200

Pour notre cas on prend α =75, ce qui correspond à une perméabilité moyenne à élevée.

II.13.2 La méthode d'estimation au Nord d'Algérie :

$$T_s = 328{,}624 \times Q_{max}^{-0{,}234} \times S^{-0{,}197} \qquad \textbf{(II .65)}$$

$$T_s = 98{,}95 \text{ t/km}^2\text{/an}$$

Avec :

T_s : l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/km^2/an) ;

Q_{max} : est le débit maximale (m^3/s) ;

S : la superficie de BV en (Km^2) ;

II.13.3 Estimation de l'apport total en sédiments :

L'apport solide total comprend à la fois la suspension et le charriage. L'apport solide en charriage est estimé à 25% de l'apport solide en suspension.

Tableau II-29 : Quantification du transport solide

Transport solide (t/km^2/an)	Formule de Tixeront	La méthode d'estimation au nord d'Algérie
T_s	117,24	98,95
$T_{chariée}$	29,31	24,74
$T_s + T_{chariée}$	146,55	123,69

II.14 Conclusion :

En conclusion de ce chapitre les paramètres hydrologiques principaux nécessaires à la conception de l'aménagement de l'oued Ouled Maaref ont été caractérisés, en utilisant plusieurs approches et méthodes d'analyse.

Les hydrogrammes des crues obtenues montrent l'évolution des crues dans le temps. Au final, une évaluation plus ou moins variée a permis d'attribuer des valeurs aux crues traversant l'oued de la ville qui permettront de dimensionner les ouvrages mis en œuvre pour protéger cette ville contre les inondations.

CHAPITRE III

Etude hydraulique

III.1 Introduction :

Dans le cadre de l'aménagement de l'Oued, une étude hydraulique détaillée sur l'écoulement dans le cours d'eau naturel est nécessaire pour fournir les débits et vitesses extrêmes garantissant l'évacuation de l'eau en période de crue. Cette étude conditionne la compréhension du fonctionnement de l'oued, la définition des zones inondables, la spécification des ouvrages de protection. La fiabilité de ces derniers est liée à leur conception, leur hauteur, aux travaux d'entretien et à la périodicité des inspections. Le but consiste enfin à proposer un programme d'aménagement répondant aux exigences de protection contre l'inondation et de conservation des infrastructures locaux.

III.2 Fondements Théoriques :

II.2.1 Ecoulement à surface libre :

Un écoulement à surface libre représente un écoulement du fluide pour lequel la surface libre supérieure du liquide est en contact direct avec l'atmosphère et subit la pression atmosphérique, et dans lequel le fluide se déplace en raison de la force de gravité agissant sur la pente de la canalisation ou du lit du cours d'eau, ce qui influence la vitesse et le régime d'écoulement. Ce mode d'écoulement est présent dans les rivières, les canaux, les torrents, et les canaux ouverts.

III.2.2 Eléments de base des canaux ouverts :

Les canaux ouverts dessinent des ouvrages hydrauliques dont la fonction est de transporter de l'eau à l'air libre, l'interface de l'eau avec l'atmosphère étant laissée libre. Différentes caractéristiques d'aménagement fondent leur dimensionnement, elles influencent alors le comportement de l'écoulement et la performance hydraulique.

Parmi ces éléments :

- **La section transversale :** qui conditionne la capacité d'écoulement et les caractéristiques du transport de l'eau, se caractérise le plus souvent par des formes rectangulaires, trapézoïdales, selon les exigences techniques, économiques ou environnementales de chaque projet.
- **La pente du canal :** est tout aussi décisif puisqu'il impacte la vitesse de l'écoulement et par conséquent l'énergie mobilisée pour son transport. Son calcul est donc effectué avec soin pour que l'écoulement soit optimal tout en réduisant les risques d'érosion ou de sédimentation.

- **La rugosité des parois :** est cruciale puisqu'elle impacte la résistance de l'écoulement dépendant essentiellement du type de matériaux utilisés pour le revêtement (béton, gabions, surfaces naturelles), dont une évaluation rigoureuse est indispensable pour quantifier les pertes pour assurer la bonne stabilité de celui-ci.
- **Le régime hydraulique :** laminaire, turbulent ou critique, conditionne La circulation de l'eau dans le canal et également l'analyse des régimes considérés pour la construction de structures adaptées à la gestion à la fois des débits courants et des événements extrêmes comme les crues.

III.2.3 Types des canaux : naturels, artificiels

La forme du profil le plus hydrauliquement performant, c'est-à-dire permettant de faire passer le débit maximum, est celle dont, pour une pente et un coefficient de rugosité donnés, le rayon hydraulique est maximal. Au cas où la section soit un minimum sous contrainte de la section mouillée (et par là-même pour une géométrie de profil donnée). **(Lencastre, 1999).**

III.2.3.1 Canaux naturels :

Se forment plus ou moins naturellement à la surface ou en souterrain et présentent une morphologie et des caractéristiques hydrauliques très souvent irrégulières. Par conséquent, l'application des modèles théoriques en hydraulique ne pourra apporter qu'une estimation approximative, nécessite des hypothèses simplificatrices pour le calcul.

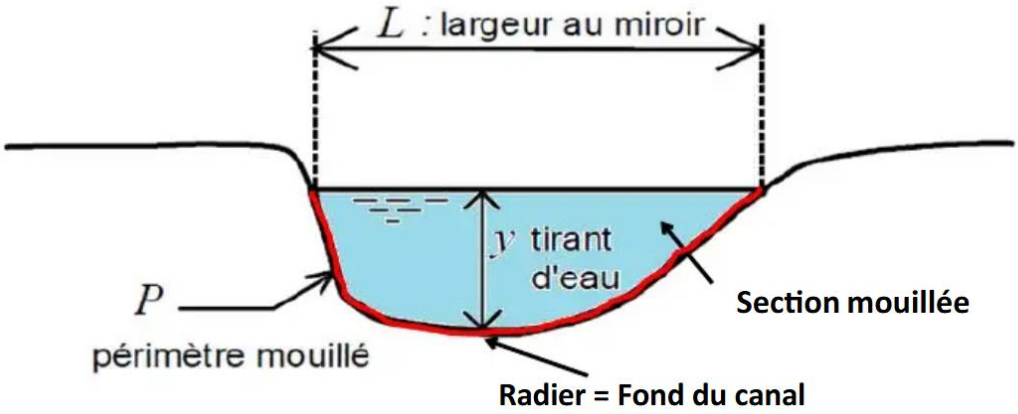


Figure III- 1: Paramètres géométriques d'un canal naturel à surface libre

Les géométries des canaux naturels se caractérisent principalement par :

- **La section mouillée (S_m) :** correspondant au profil transversale du canal situé entre les berges et la surface libre et occupé par l'eau ;

- **Le périmètre mouillée (P_m) :** il s'agit de la longueur totale de la surface d'écoulement en interaction avec le fond et les parois du canal ;
- **La largeur au miroir (L) :** désigne la distance horizontale mesurée entre les deux berges à la surface libre où la pression du fluide n'est plus que s'appliquant qu'à la pression atmosphérique ;
- **Le tirant d'eau (y) :** correspondant à la profondeur maximum de la section d'écoulement, mesuré verticalement entre le fond du canal et la surface libre.

III.2.3.2 Canaux artificiels :

Les canaux artificiels se présentent comme des structures à la prévention des risques hydrauliques. Édifiés pour transporter les flux de l'eau ou les évacuer, ils concourent à l'irrigation, à l'assainissement, la protection contre les inondations… Pour leur conception sont pris en compte plusieurs paramètres fondamentaux (le débit à évacuer, la pente du terrain, la nature des sols, etc.). Les matériaux de construction (béton, gabions…) sont centrés sur la pérennité et l'efficacité. Ils assurant un écoulement maîtrisé, cette infrastructure concourt à la protection contre l'érosion, le risque en milieu urbain et agricole et l'optimisation de l'utilisation de la ressource en eau.

III.3 Différentes caractéristiques des écoulements :

La recherche du régime d'écoulement s'effectue au moyen de plusieurs classifications par critères physiques et hydrauliques. La plus importante est la variation temporelle du régime d'écoulement qui fait passer les écoulements en régime permanent, transitoire ou variant.

III.8.8 L'écoulement permanent :

Un écoulement est permanent lorsque ses paramètres (vitesse, débit, profondeur, pression, etc.) ne changent pas avec le temps en un point donné. Autrement dit, à la position considérée dans le fluide, on a :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \ , \ \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \qquad \textbf{(III .1)}$$

Ou V est la vitesse et Q le débit volumique.

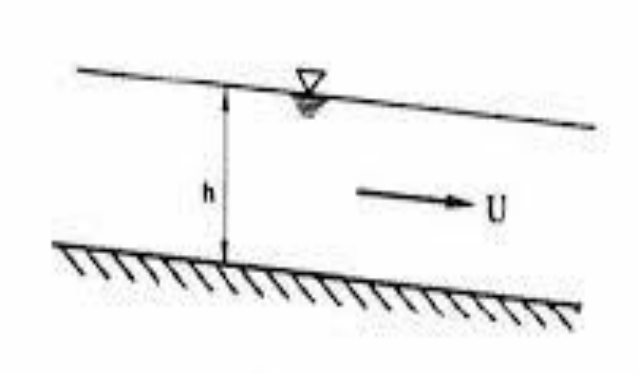


Figure III- 2: Ecoulement permanent

III.3.2 L'écoulement non-permanent :

Un écoulement non permanent c-à-dire lorsque ses modalités évoluent dans le temps en un point précis. Il peut s'agir d'oscillation brutale ou progressive des conditions hydrauliques. Mathématiquement :

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0 \ , \ \frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0 \qquad \textbf{(III .2)}$$

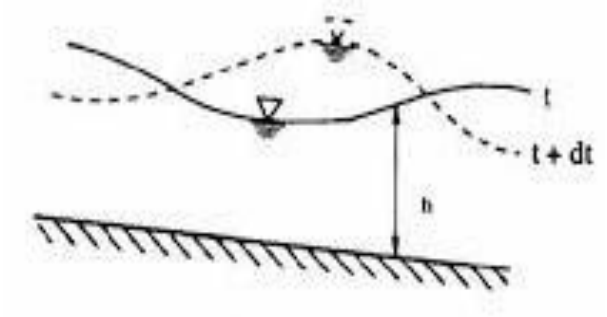


Figure III- 3: Ecoulement non-permanent

III.3.3 Différences entre le régime uniforme et non uniforme :

En hydraulique, l'écoulement de l'eau dans un canal ou une rivière peut être défini en régime uniforme ou régime non uniforme selon la constance ou non des paramètres hydrauliques.

III.3.3.1 Régime uniforme :

L'écoulement uniforme est lorsque la profondeur et la vitesse ne varient pas le long du tronçon considéré. Autrement dit, les forces qui s'exercent (gravité, frottement) s'équilibrent. Il est caractérisé par :

- La pente du canal, la rugosité du lit, le débit sont constantes.
- L'écoulement est régulier et installé.
- Il est observé au niveau des canaux artificiels rectilignes et homogènes.

II.3.3.2 Régime non-uniforme :

L'écoulement non uniforme est considéré lorsque la vitesse et/ou la profondeur varient d'un point à un autre. Les causes en sont des pentes ou largeurs différentes ou la présence d'obstacles.

- L'eau peut accélérer ou ralentir selon les conditions du lit.
- La ligne d'eau est incliné et non parallèle au fond du canal.
- Phénomène observé souvent dans les rivières naturelles, et à proximité des ouvrages hydrauliques.

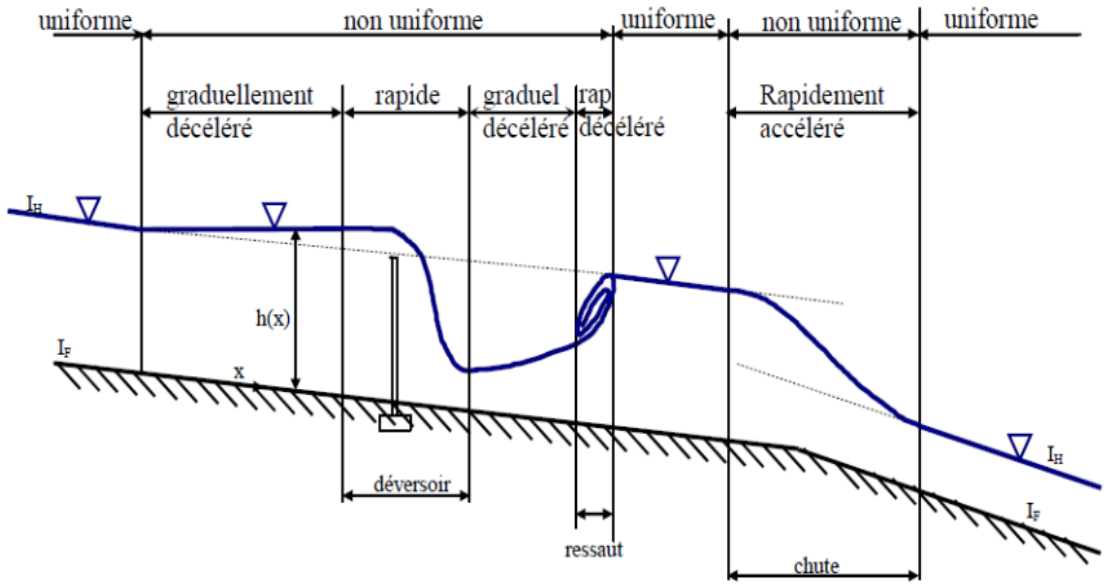


Figure III- 4: La variation du profil d'écoulement

Classifications des régimes hydrauliques non uniformes :

- **Graduellement variable :** dans le cas où les variations sont progressives
- **Rapidement variable :** lorsque les variations sont brutales (par exemple : chute d'eau, ressaut hydraulique)

Le tableau ci-dessous présente les principales différences entre un régime uniforme et un régime non uniforme :

Tableau III- 1: Récapitulatif comparatif des régimes d'écoulement

Critère	Régime uniforme	Régime non uniforme
Profondeur	Constante	Variable
Forces en équilibre	Oui, car les forces s'équilibrent	Non, car les forces sont variables et déséquilibrent l'écoulement
Vitesse	Constante	Variable
Ligne d'eau	Parallèle au fond	Inclinée
Domaines d'applications	Canaux artificiels long et réguliers	Rivières naturelles, zones avec obstacles

III.4 Dimensionnement hydraulique :

II.4.1 La formule de calcul de Chézy :

Cette formule permet de déterminer la vitesse d'écoulement dans un canal :

$$\mathbf{V = C\sqrt{R\ I}} \qquad \textbf{(III .3)}$$

Avec :

V : vitesse de l'écoulement en (m/s) ;

C : coefficient de Chézy en $m^{1/2}$ /s (dépendant de la rugosité du canal) ;

R : le rayon hydraulique (R = S/P , avec S la section mouillé en m^2 et P le périmètre mouillé en m) ;

I : la pente du canal en (Km/Km) ;

Sachant que : $\mathbf{Q = V.S}$ **(III .4)**

On obtient : $\mathbf{Q = C\ S\sqrt{R\ I}}$ **(III .5)**

III.4.2 Calcul du coefficient de Chézy :

Le coefficient C peut être calculé avec plusieurs formules empiriques :

III.4.2.1 La formule de Bazin :

$$\mathbf{C = \frac{87}{1+\frac{m}{\sqrt{R}}}} \qquad \textbf{(III .6)}$$

Avec :

m : est le coefficient de Bazin liée à la rugosité du lit de canal ;

R : le rayon hydraulique ;

la valeur de m varie dans un intervalle selon le matériaux du canal, elle est constaté ainsi dans le tableau suivant :

Tableau III- 2: la variation du coefficient de Bazin en fonction du revêtement utilisé

Le type de revêtement	Intervalle de variation de m
Béton lisse	0,08 ÷ 0,10
Béton rugueux	0,10 ÷ 0,15
Maçonnerie (pierres taillées)	0,15 ÷ 0,25
Terre compactée	0,20 ÷ 0,30
Canal enherbé	0,30 ÷ 0,50
Lit naturel avec obstacles	0,50 ÷ 1

III.4.2.2 La formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17{,}72 \log R \qquad \text{(III .7)}$$

Où :

C : le coefficient de Chézy ($m^{1/2}$ /s) ;

R : le rayon hydraulique ;

n : coefficient de Manning ;

III.4.2.3 La formule de PAVLOVSKY :

L'expression est donnée par :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \qquad \text{(III .8)}$$

Où :

C : coefficient de Chézy ($m^{1/2}$ /s) ;

R : le rayon hydraulique ;

n : la rugosité ;

y : est un paramètre liée à la nature d'écoulement et des caractéristique du lit de canal ; les valeurs de y sont déterminés par la relation suivante :

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0{,}1) \qquad \text{(III .9)}$$

III.4.2.4 La formule de MANNING :

Cette formule est très communément utilisée car elle relie C au coefficient de Manning n.

$$\mathbf{C = \frac{1}{n}\ R^{1/6}} \qquad \textbf{(III .10)}$$

Avec :

n : coefficient de Manning qui décrit la rugosité du canal ;

R : rayon hydraulique ;

La formule précédente donne une formule équivalente à celle de Chézy, qui s'écrit :

$$\mathbf{V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}} \qquad \textbf{(III .11)}$$

Avec :

$1/n = K_s$ (coefficient de Strickler) en $m^{1/3}/s$;

I : la pente du canal en (Km/Km) ;

R : rayon hydraulique ;

N.B : Pour la suite de nos calculs, on utilise celle de Manning-Strickler.

III.5 Géométrie :

III.5.1 Calcul de la section optimale afin d'atteindre la meilleure conductivité :

Par conséquent, la section à meilleure conductivité hydraulique est celle qui permet d'écouler le débit maximal en minimisant la surface mouillée mais maximisant le rayon hydraulique (R). Pour un canal d'inclinaison (I) et de rugosité (n), c'est la section semi-circulaire qui est la plus efficace, car elle peut garantir un rayon hydraulique maximal tel que :

$$\mathbf{R = r/2 = h/2} \qquad \textbf{(III .12)}$$

Avec :

R : rayon hydraulique et ($R = S_m / P_m$) ;

S_m : la section mouillée en m^2 où ($S_m = \pi\ r/2$) ;

P_m : le périmètre mouillée en m où ($P_m = \pi\ r$) ;

La section trapézoïdale et la section rectangulaire sont moins coûteuses et plus faciles à réaliser en pratique.

III.5.1.1 Section rectangulaire :

La section de canal à section rectangulaire étant relativement simple tant au niveau du projet que de la construction est largement utilisée en hydraulique, tout particulièrement s'il doit être réalisé en béton ou en matériaux préfabriqués, Le principal intérêt de cette section est de permettre le calcul du débit et du régime d'écoulement aisément… Mais on note également un rayon hydraulique plus faible que la section semi-circulaire : hausse des pertes de charge et des coûts de fonctionnement.

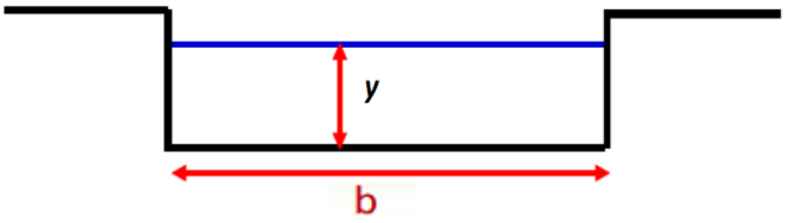


Figure III- 5: Schéma d'une section rectangulaire d'un canal

b : la largeur inférieure du canal en (m) ;

y : la hauteur d'eau max en (m) ;

Les parois latérales sont verticales, ce qui aboutit à une largeur supérieure (B) égale à une largeur inférieure (b) et une valeur de fruit de talus nul (m = 0) ;

Le périmètre mouillé P_m d'une section rectangulaire est donné par :

$$\mathbf{P_m = b + 2y} \qquad \textbf{(III .13)}$$

Pour obtenir un écoulement optimal, il est nécessaire de minimiser P_m, puisque plus le périmètre mouillé est petit, moins il y a de frottements, et donc meilleure est l'efficacité de l'écoulement qui en découle.

S_m est la section mouillée du canal, qui est donnée par :

$$\mathbf{S_m = b \times y} \qquad \textbf{(III .14)}$$

En substituant dans la relation du rayon hydraulique, on peut écrire :

$$\mathbf{R = \frac{Sm}{Pm} = \frac{b \times y}{b + 2y}} \qquad \textbf{(III .15)}$$

III.5.1.2 Section Trapézoïdale :

Le but lorsqu'on utilise une géométrie de section trapézoïdale pour un canal est de maximiser le rayon hydraulique (R), afin d'assurer le meilleur écoulement de l'eau et d'améliorer le rendement par rapport aux pertes d'énergie dues aux frottements.

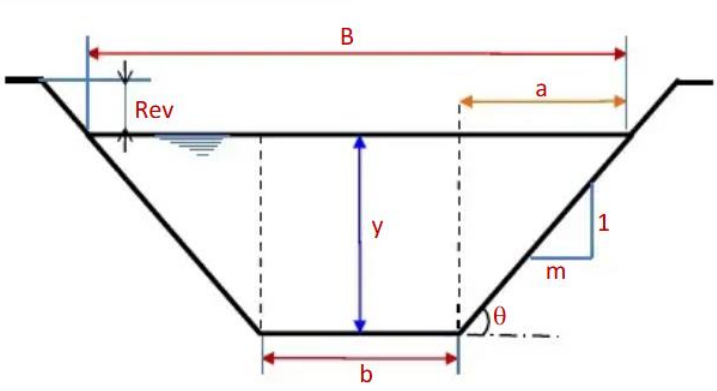


Figure III- 6: Schéma d'une section trapézoïdale d'un canal

❖ **Optimisation du périmètre mouillé :**

Le périmètre mouillé (P_m) est un élément déterminant, car réduire le périmètre est la voie la plus efficace pour améliorer le rendement hydraulique. Pour un canal trapézoïdal, on a :

$$P_m = b + 2y\sqrt{1 + m^2} \qquad \text{(III .16)}$$

Où :

b : la largeur inférieure du canal en (m) ;

y : la hauteur d'eau max en (m) ;

m : est le fruit de talus ; donné par : m = cotg Ø ;

❖ **Condition d'optimisation du rayon hydraulique :**

Le rayon hydraulique s'écrit :

$$R = \frac{S_m}{P_m} \qquad \text{(III .17)}$$

S_m est la section mouillée s'écrit :

$$S_m = y + (b + m.y) \qquad \text{(III .18)}$$

Pour maximiser R, il convient de diminuer P_m. La condition d'optimisation se ramène à celle où P_m devient stationnaire, soit :

$$\frac{d\,Pm}{dh} = 0 \qquad \textbf{(III .19)}$$

En résolvant cette équation, on détermine les dimensions optimales du canal qui permettent de maximiser la valeur de son R.

Lors du dimensionnement des sections trapézoïdales, il faudra choisir une valeur de fruit de talus adapté. Le tableau ci-après indique les valeurs classiques du fruit de talus que l'on emploie en pratique.

Tableau III- 3: Valeurs usuelles du fruit de talus pour la conception des sections trapézoïdales

Le matériau utilisé pour les berges	La valeur de fruit de talus (m) adapté
Béton armé	0 ÷ 0,5
Béton non-armé	0,5 ÷ 1
Sol compacté	1 ÷ 1,5
Terre argileuse	1,5 ÷ 2
Sable ou sol instable	2 ÷ 3
Roches non consolidées	2 ÷ 3,5

(**Source:** Bureau of Reclamation (USBR), Design of Small Canal Structures, 1978)

Dans le cadre de notre projet d'aménagement d'oued Ouled Maaref, cette analyse permettra de déterminer les dimensions optimales du canal afin de garantir un écoulement performant tout en limitant les coûts de construction et d'entretien.

III.5.2 Détermination de la profondeur normale (y_n) :

La profondeur normale est définie comme étant la hauteur d'eau constante pour un écoulement de régime uniforme, lorsque le profil de la ligne d'eau est parallèle à la pente du fond du lit du cours d'eau. Ce paramètre fondamental dans la conception hydraulique comme dans l'analyse permet de déterminer le rapport entre la capacité naturelle du lit et le débit à écouler.

❖ **Méthode de calcul :**

Le calcul de la profondeur normale repose sur la formule de Manning-Strickler du débit, reliant ce dernier à la section mouillée, au rayon hydraulique, à la pente de fond et au coefficient de rugosité :

$$\mathbf{Q = \frac{1}{n} S_m R^{2/3} I^{1/2}} \qquad \textbf{(III .20)}$$

Avec :

Q : le débit d'écoulement (en m^3/s) ;

n : la rugosité en ($s/m^{1/3}$) ;

S_m : est la section mouillée en (m^2) ;

R : rayon hydraulique ;

I : la pente du fond du lit ;

Cependant, si la section mouillée et le rayon hydraulique dépendant de la hauteur d'eau y. La résolution se fait donc par méthode itérative :

- On suppose une valeur initiale de $\mathbf{y_n}$.
- On détermine les paramètres géométriques.
- On calcule le débit correspondant.
- On ajuste la valeur de y jusqu'à converger

III.5.3 Détermination de la profondeur critique (y_c) :

Elle correspond à la valeur de la hauteur de la colonne d'eau pour laquelle l'énergie spécifique de l'écoulement est minimale ce qui permet d'identifier le type de régime hydraulique :

- Un écoulement est subcritique si $\mathbf{y > y_c}$ (régime lent) ;
- Supercritique si $\mathbf{y < y_c}$;
- Et critique si $\mathbf{y = y_c}$ c'est-à-dire à la transition entre les deux ;

❖ **Méthodes de calcul :**

le calcul dépend de la géométrie de la section :

- Pour un canal rectangulaire, la profondeur critique est donnée par :

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} \text{ avec : } q = \frac{Q}{B} \qquad \textbf{(III .21)}$$

- Pour des sections irrégulières ou trapézoïdales, il faut résoudre l'équation de l'énergie spécifique :

$$E(y) = y + \frac{Q^2}{2 g A(y)^2} \qquad \textbf{(III .22)}$$

On détermine alors graphiquement ou numériquement la valeur de y, en minimisant l'énergie spécifique, qui correspond à la profondeur critique.

Dans le cadre de cette étude, ces calculs permettent de contrôler le régime de l'écoulement le long de l'oued de Ouled Maaref, et d'identifier les zones.

III.5.4 Nombre de Froude (F_r) :

Il est proportionnel entre les forces gravitaires et les forces d'inertie, le nombre de Froude (F_r) est donné par la relation suivante :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \qquad \textbf{(III .24)}$$

Où :

V : la vitesse d'écoulement en (m/s) ;

g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

h : la profondeur d'eau en (m) ;

Le nombre de Reynolds et le nombre de Froude combinées permet le classement des écoulements selon leur nature par rapport à sa valeur comme nous montrons le tableau suivant :

Tableau III- 4: Classification des régimes d'écoulement selon les valeurs de Reynolds et Froude

Valeurs de R_e	Valeurs de F_r	Type d'écoulement
$R_e < 500$	$F_r < 1$	Ecoulement fluvial laminaire
$R_e > 2000$	$F_r < 1$	Ecoulement fluvial turbulent
$R_e < 500$	$F_r > 1$	Ecoulement torrentiel laminaire
$R_e > 2000$	$F_r > 1$	Ecoulement torrentiel turbulent

III.5.5 La pente critique (I_{cr}) :

I_{cr} donne la pente du fond d'un canal où l'écoulement est à l'état critique ou, ce qui revient au même, est le point où la vitesse de l'écoulement est égale à la vitesse des ondes

superficielles ou le nombre de Froude $F_r = 1$. Elle est déterminée par la relation suivante qui fait intervenir la profondeur critique h_c.

$$\mathbf{Q = C \times S_{cr} \times R^{0,5} \times I_{cr}^{0,5}} \qquad \textbf{(III .25)}$$

Alors :

$$\mathbf{I_{cr} = \frac{Vc^2}{C^2 . R} = \frac{Q^2}{C^2 . Scr^2 . R}} \qquad \textbf{(III .26)}$$

Avec :

V_c : la vitesse d'écoulement à l'état critique en (m/s) ;

C : coefficient de Chézy en ($m^{1/2}$ /s) ;

R : rayon hydraulique ;

S_{cr} : section liée à l'état critique en (m^2) ;

III.6 Diagnostic hydraulique sur l'état actuel de l'oued d'Ouled Maaref :

Dans le but de mieux appréhender l'état du régime hydraulique de l'oued traversant le territoire de Ouled Maaref, une série d'observations de terrain a été effectuée, illustrée par des prises de vues réalisées sur différents tronçons du cours d'eau. Ces observations ont permis d'obtenir plusieurs résultats et de mettre en lumière certaines insuffisances et contraintes qui nuisent au bon écoulement, compromettent ainsi la sécurité hydraulique du site et justifient la prise en charge du cas par un aménagement adéquat.La partie d'entrée de l'oued est située dans une zone faiblement urbanisée, où le talweg présente un écoulement à régime naturel avec l'absence d'ouvrages de protection.



Figure III- 7 : Vue de l'entrée de l'Oued de la ville d'Ouled Maaref

La crue de 2010 a révélé une forte érosion du lit de l'oued avec des modifications irrégulières de son profil transversal et une déstabilisation de la structure des berges.



Figure III- 8 : L'oued de la ville après la crue de 2010

Sur la rive droite de l'oued, on trouve une accumulation des décharges publiques et de dépôts en amont du cours d'eau. Ces derniers obstruent l'écoulement au niveau du lit d'oued.



Figure III- 9 : Rive droite de l'oued

Certains tronçons de l'oued se caractérisent par la stagnation de l'eau, ce qui dégrade la continuité hydraulique et augmentant les risques de débordement pendant les évènements extrêmes.



Figure III- 10 : Stagnation des eaux dans le lit d'oued

Dans certaines parties, des protections en gabions ont été réalisés pour protéger et stabiliser les berges. La non-continuité de ces ouvrages limite leur efficacité.



Figure III- 11 : Gabionnage en sortie de la ville – protection non continue

III.7 Evaluation du comportement d'un cours d'eau à l'état naturel :

III.7.1 Expression analytique de la ligne d'eau :

On commence par donner la définition de l'énergie spécifique à une section quelconque, qui est donnée par la somme de la profondeur de la nappe d'eau et d'énergie cinétique par unité de poids, soit :

$$\mathbf{E = y + \frac{V^2}{2g}} \qquad \textbf{(III .27)}$$

Avec :

y : la profondeur d'eau en (m) ;

V = Q / S : la vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s) ;

g : l'accélération de la gravité (9,81 m/s^2) ;

S : l'aire de la section mouillé en (m^2) ;

Entre deux sections vraisemblablement assez proches, la variation d'énergie est donnée par la pente du lit de cours d'eau S_0, ainsi que par les pertes d'énergie dues aux frottements S_f. On peut alors écrire :

$$\mathbf{\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f} \qquad \textbf{(III .28)}$$

En substituant l'énergie spécifique par sa formalisation on obtient :

$$\mathbf{\frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx}\left(\frac{V^2}{2g}\right) = S_0 - S_f} \qquad \textbf{(III .29)}$$

En développant cette équation grâce aux relations hydrauliques classiques on aboutit à une forme simplifiée et très fréquemment utilisée :

$$\mathbf{\frac{dy}{dx} = \frac{S0 - Sf}{1 - Fr^2}} \qquad \textbf{(III .30)}$$

Pour évaluer les pertes d'énergie par frottement on a généralement recours à la formule de Manning :

$$\mathbf{S_f = \left(\frac{Q \times n}{S \cdot R^{2/3}}\right)^2} \qquad \textbf{(III .31)}$$

Où :

n : coefficient de rugosité (selon le type du lit) ;

R : rayon hydraulique ;

S : section mouillé en (m^2) ;

III.7.2 Analyse des courbes de remous en canal non aménagé :

Les profils de remous désignent les diverses formes que peut revêtir la ligne d'eau dans un canal ou un cours d'eau naturel, en fonction du régime d'écoulement, de la pente du lit et de la profondeur normale. On distingue plusieurs types de courbes (M1, M2, M3, S1, etc.) selon la position de la ligne d'eau par rapport aux hauteurs caractéristiques. Les figures (III- 12) et (III- 13) montrent ces différentes configurations.

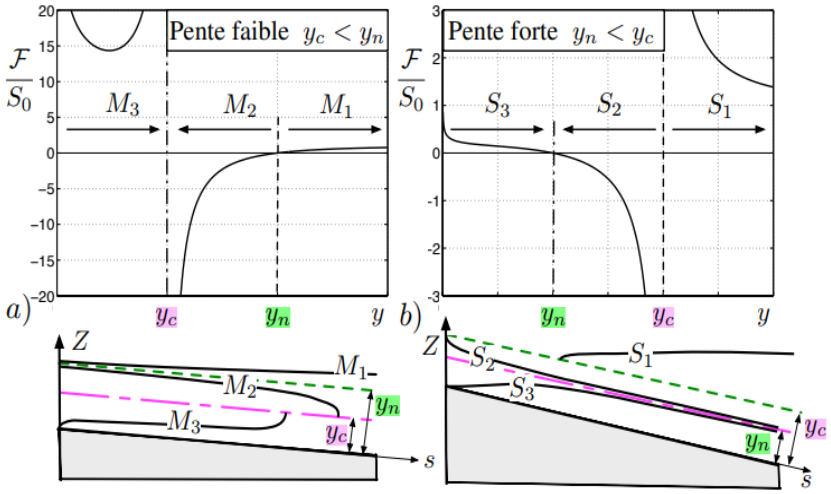


Figure III- 12: Schématisation des profils de remous de types M (Mild), S (Steep)

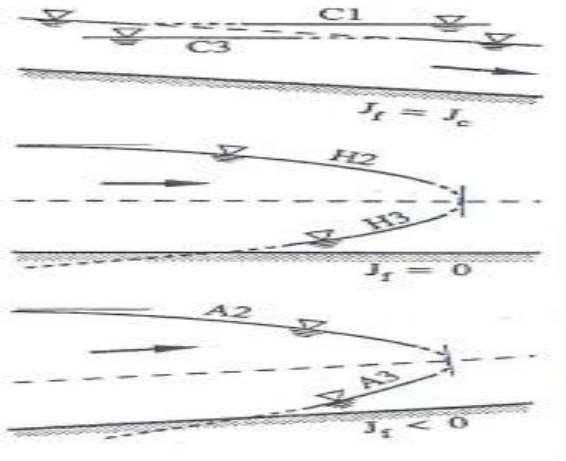


Figure III- 13: Types H (horizontal), C (critical), A (Adverse)

III.8 Calcul du ressaut hydraulique :

Le ressaut hydraulique qui constitue un abrupt changement de vitesse dans un écoulement liquide - c'est le passage d'un état non tranquille à un état tranquille - peut assurément être défini aussi comme un phénomène turbulent. **(Resch, Leutheusser 1971).**

Le phénomène hydraulique dit ressaut est fondamental dans les ouvrages hydrauliques pour la dissipation de l'énergie. Il se produit lorsque l'écoulement passe brutalement d'un régime sur-critique (Fr > 1) à un régime sous-critique (Fr < 1). Le passage est dit brutal car l'on observe à ce moment, sur une distance trop courte (d'ordre de quelques centimètres), un niveau d'eau en brusque élévation et discontinu ($h_2 - h_1 = \Delta h$). Pendant ce passage, il se crée une onde stationnaire et l'énergie est en majeure partie dissipée par turbulences, le ressaut apparaissant par des manifestations turbulentes et des instabilités à la surface accompagnée souvent d'une barre d'écume déferlante, créant ainsi des rouleaux observables.

Les caractéristiques principales dans la définition du ressaut se résument comme suit :

- h_1 (en amont)situé au niveau de la face amont de la chute (un plan horizontal si l'on néglige la rugosité) et h_2 (en aval) le niveau de la face aval de la chute.
- On désigne la différence h de hauteur entre h_2 et h_1.
- La distance sur laquelle il se développe (longueur du ressaut)

En fonction du nombre de Froude (Fr), il est possible de classer les divers types de ressaut d'après les particularités de l'écoulement et de la turbulence produite ; il en découle la nature de l'écoulement et les solutions proposées pour gérer des crues et assurer la dissipation d'énergie.

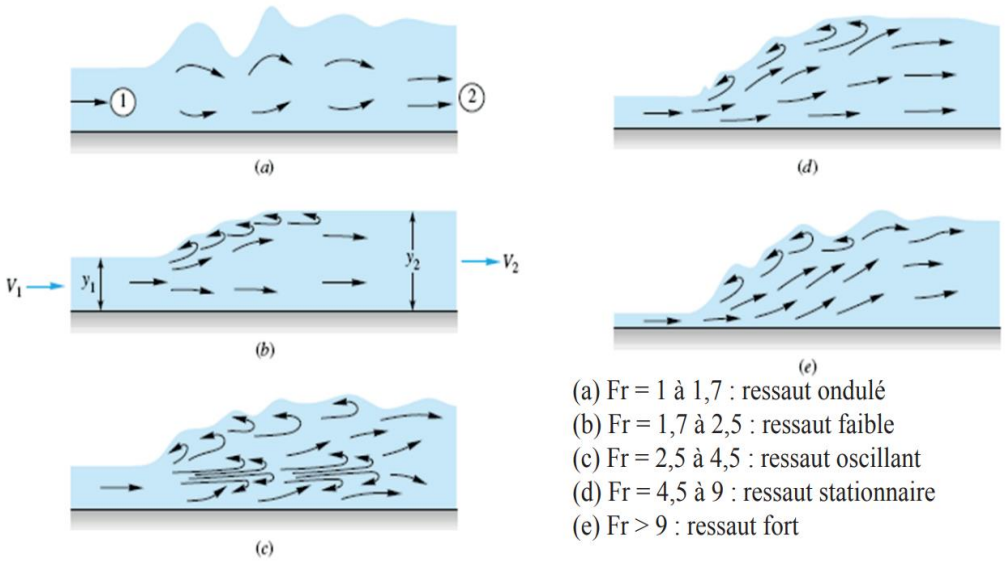


Figure III- 14 : Schéma d'analyse de la typologie des ressauts hydrauliques

On résume dans le tableau (III- 5) les différents types de ressaut selon le nombre de Froude (Fr) et leurs caractéristiques.

Tableau III- 5: Les différents types et les propriétés des ressauts hydrauliques différenciées selon les valeurs de F_r

Type	Valeur de F_r	Caractéristiques
Ressaut ondulé	$1 < Fr \leq 1,7$	Légères ondulations à la surface, faible amplitude de variation de profondeur en amont et en aval (turbulence faible).
Pré-ressaut (faible)	$1,7 < Fr \leq 2,5$	Petites turbulences à la surface, écoulement encore relativement ordonné, peu de dissipation d'énergie.
Ressaut de transition (oscillant)	$2,5 < Fr \leq 4,5$	Écoulement discontinue, grandes turbulences à la surface ou proches du fond, formation d'ondes irrégulières pouvant endommager les berges.
Ressaut stable (stationnaire)	$4,5 < Fr \leq 9$	Ressaut localisé, dissipateur d'énergie efficace (45 % à 70 %), souvent utilisé pour les bassins de dissipation d'énergie.
Ressaut fort	$Fr > 9$	Écoulement très peu ordonné, avec des masses d'eau se déplaçant de manière intermittente, très grandes variations du niveau d'eau.

III.9 Modélisation des écoulements :

III.9.1 Pourquoi opter HEC-RAS pour la simulation ?

L'option d'utiliser HEC-RAS (version 5.0.3) repose sur plusieurs avantages d'ordre technique et pratique, Il est, en effet, possible de modéliser des écoulements à surface libre, tant en régime permanent que non permanent, y compris les phénomènes de débordement depuis le lit mineur vers la plaine inondable active.

En outre, HEC-RAS a également l'intérêt d'être librement accessible et téléchargeable, ce qui favorise son utilisation pour les études académiques ou à budget limité. Il permet également d'intégrer différents ouvrages hydrauliques. De plus, le logiciel propose une exploitation des résultats efficace, notamment grâce à des cartes permettant de visualiser les zones exposées aux risques d'inondation.

III.9.2 Aperçu du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) – Figure est un logiciel du centre de recherche hydraulique de l'US Army Corps of engineers, permettant la modélisation numérique des écoulements à surface libre au sein des cours d'eau naturels ou artificiels.

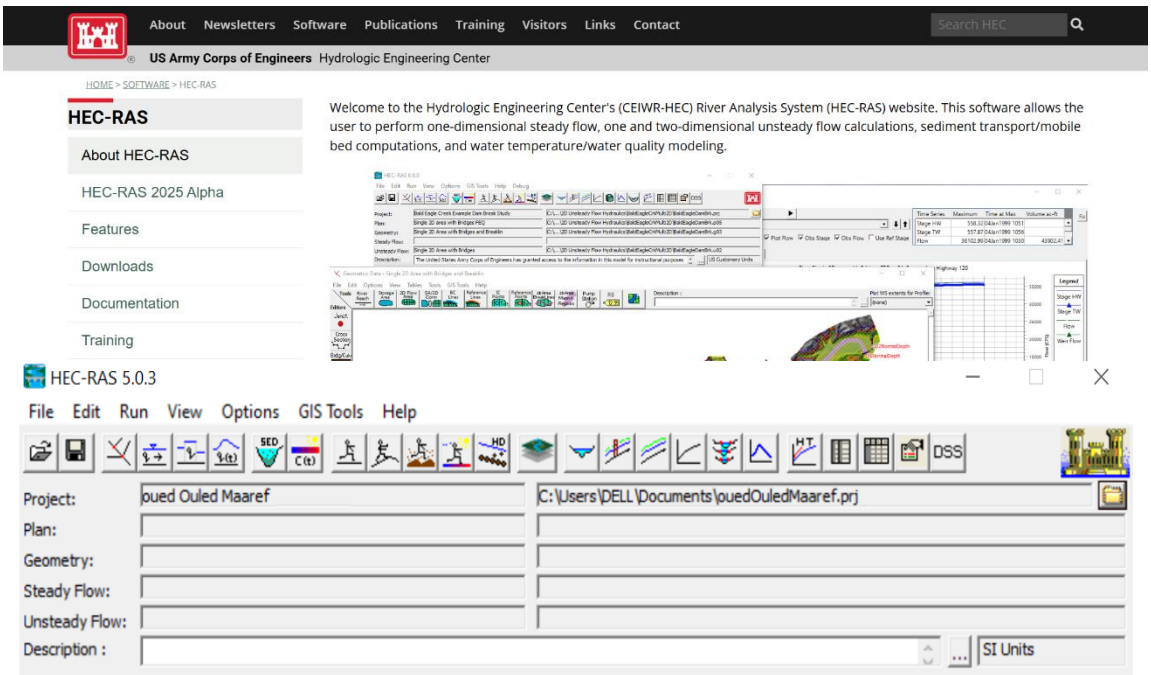


Figure III- 15 : Interface principale de HEC-RAS (5.0.3)

Le modèle repose sur la résolution des équations de Saint-Venant, qui permettent une simulation de haute précision du comportement des écoulements dans les systèmes fluviaux. HEC-RAS se distingue par une interface très intuitive aux commandes simples, permettant la saisie des données d'entrée, la mise en place des conditions aux limites de simulation, l'analyse des résultats ainsi que l'interprétation de ceux-ci sous forme de graphiques, de profils d'écoulement….

III.9.3 Processus de simulation hydraulique sous HEC-RAS :

La conception d'un modèle hydrologique au sein de HEC-RAS se décline en trois étapes principales :

- **Définition des données géométriques :** au travers de cette étape on introduit la représentation physique du cours d'eau (sections transversales, plan du lit, ouvrages hydrauliques …).
- **Intégration des données d'écoulement :** il s'agit de spécifier les conditions hydrauliques telles que les débits, niveaux d'eau ou hydrogrammes nécessaires à la simulation.
- **Exploitation des résultats :** à l'issue de l'exécution du modèle, les résultats sont examinés à l'aide de divers supports visuels permettant une interprétation fine du phénomène étudié.

III.9.4 Intégration des paramètres géométrique du cours d'eau :

À partir des données topographiques stockées dans le fichier au format **(.dwg)**, les données ont ensuite été importées dans le logiciel Global Mapper (version 23.0), tout en maintenant les coordonnées d'origine. À ce stade, il est fondamental de s'approprier le système de coordonnées par lequel on souhaite traiter les données géo-spatiales. Pour notre zone d'étude, le système le plus adéquat en l'occurrence, est le WGS 84 / UTM zone 31N, correspondant ainsi aux coordonnées géographiques de la zone à l'étude. Une fois les points affinés afin qu'ils soient réellement géo-référencés, les données ont pu être exportées au format ASCII Grid **(.asc)**

Après avoir le MNT, et au moyen de l'application QGIS (version 2.18), nous avons créé deux nouvelles couches géo-spatiales. Le premier axe considérant le tracé de l'oued, enregistré sous le nom de **(River.shp)**, le deuxième étant les sections transversales de l'oued, enregistrées sous **(CS.shp)**. L'extension Q-RAS, qui s'intègre au logiciel QGIS a été utilisée pour effectuer la préparation et la structuration de ces données à destination de l'import vers HEC-RAS. Un fichier au format **(.sdf)** (Spatial Data Format) a été produit par l'extension, contenant toutes les informations géométriques nécessaires à la modélisation du réseau hydraulique.

Dans HEC-RAS, depuis la fenêtre principale, il faut accéder au menu **"Geometric Data"**, puis sélectionner **File > Import Geometry Data > GIS Format**. Ensuite, il suffit de **choisir le fichier (.sdf) préalablement exporté depuis QGIS** pour importer la géométrie du cours d'eau ainsi que les sections transversales.

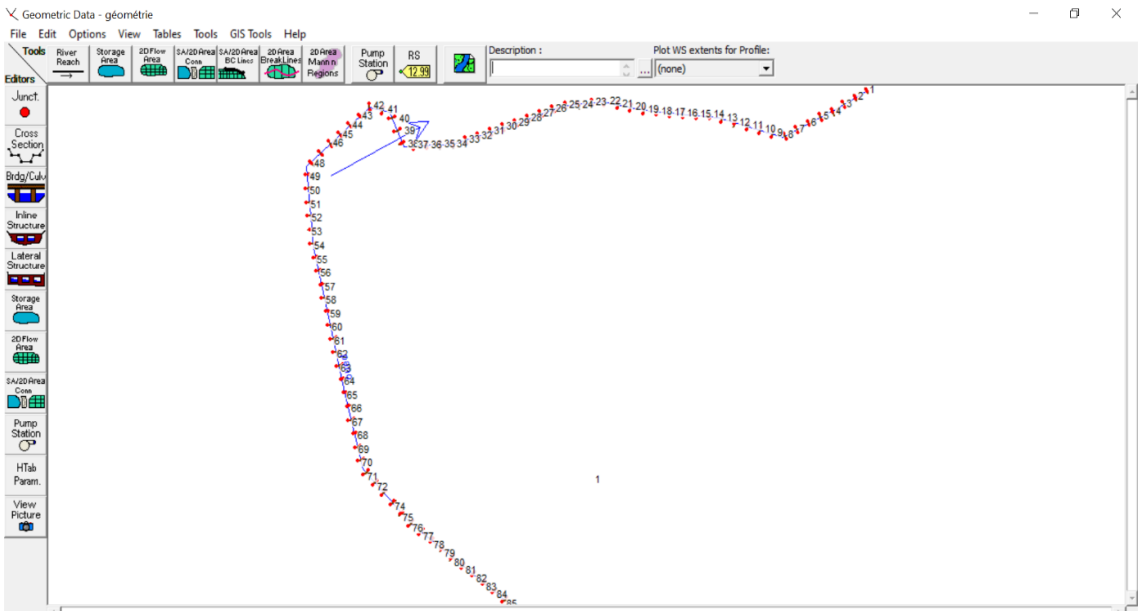


Figure III- 16: Schéma des cross sections et l'axe du l'oued Ouled Maaref (HEC-RAS)

III.9.5 Saisie des données de flux :

Après l'attribution des données géométriques pour chaque section transversale, l'étape suivante de la modélisation hydraulique mise en place avec HEC-RAS est de mettre en œuvre, d'une part, les débits amont à imposer dans la modélisation et, d'autre part, l'ensemble des conditions aux limites à mobiliser pour calculer les profils de surface libre de l'eau au sein de l'Oued. Les valeurs de débits utilisées proviennent directement des résultats de l'analyse hydrologique, elles sont en l'occurrence déterminées dans le cadre d'une crue ayant une période de retour de 100 ans.

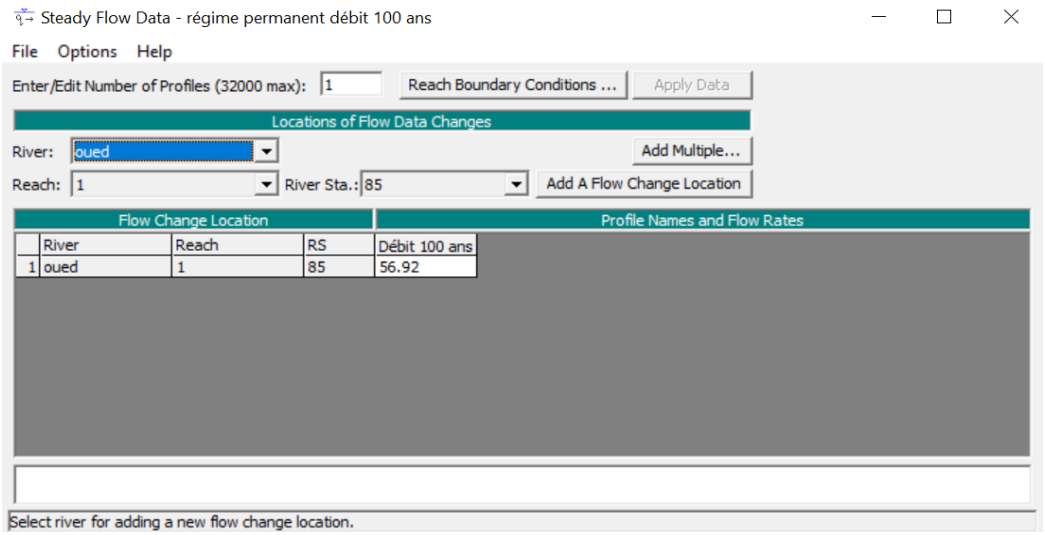


Figure III- 17: Présentation des débits correspondant à différentes périodes de retour

Dans ce cadre, nous avons retenu la pente normale (normal depth) comme condition aux limites amont et aval du tronçon étudié. Ceci pour rendre compte de la façon la plus réaliste possible des conditions d'écoulement envisagées aux limites du modèle.

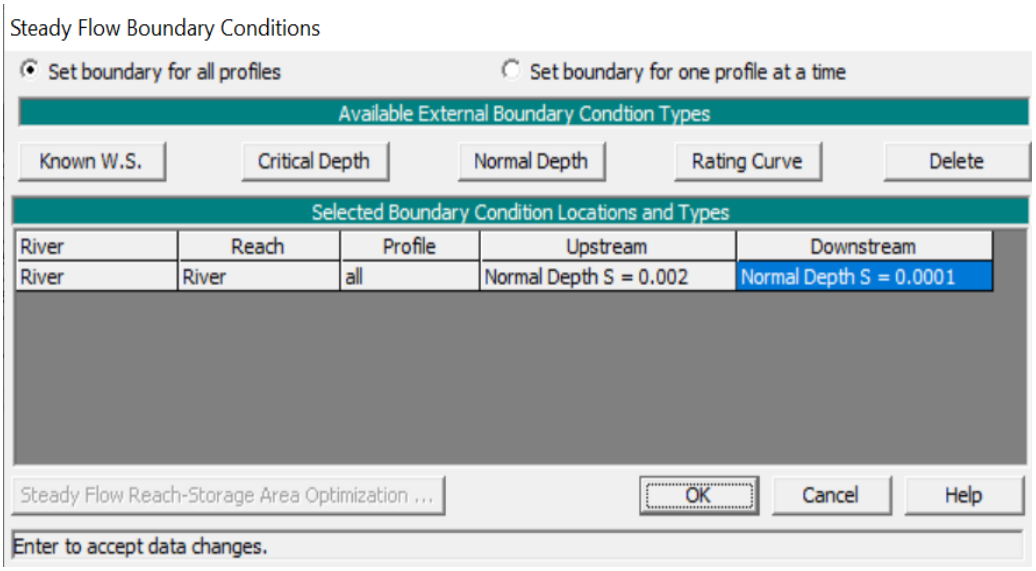


Figure III- 18 : Conditions aux limites appliquées aux différentes sections

III.9.6 Exécution de la simulation :

Après avoir entré toutes les données nécessaires pour commencer la simulation, l'étape suivante consiste à sélectionner le type d'écoulement pour la simulation, fluvial ou torrentiel (ou mixte) dans la fenêtre d'analyse du débit stabilisé de l'interface logicielle. Le régime fluvial correspond à un écoulement à l'aval de la section critique, et le régime torrentiel à un écoulement en amont de cette dernière. Puis, la simulation a été lancée.

III.10 Visualisation et partage des résultats :

Après avoir effectué la simulation, les résultats fournis par le logiciel ont été analysés grâce à différents outils graphiques et numériques comme le profil en long (Figure III- 19), les vues en travers des sections simulées (Figure III- 21), les variations de tirants d'eau et de vitesses, mais aussi pour évaluer le comportement de l'écoulement sur le tronçon étudié. Elles permettent d'identifier les zones potentiellement critiques comme les zones susceptibles d'être en débordement, ce qui peut engendrer un risque d'inondation.

❖ **Profils en long :**

Le profil en long obtenu à l'issue de la simulation du tronçon de l'oued Ouled Maaref permet de s'intéresser à l'évolution de la ligne d'eau, de la ligne d'énergie et de la ligne critique pour un débit dont la période de retour est centennale. La ligne d'eau est le reflet de l'altimétrie de la nappe libre de l'écoulement et traduit l'influence des irrégularités topographiques sur le fonctionnement hydraulique. Ces variations du relief naturel provoquent des variations du tirant d'eau en transversal le long du tronçon, ce qui met en évidence une sensibilité accrue aux reliefs locaux permettant d'appréhender les zones à risque et d'orienter les mesures de protection.

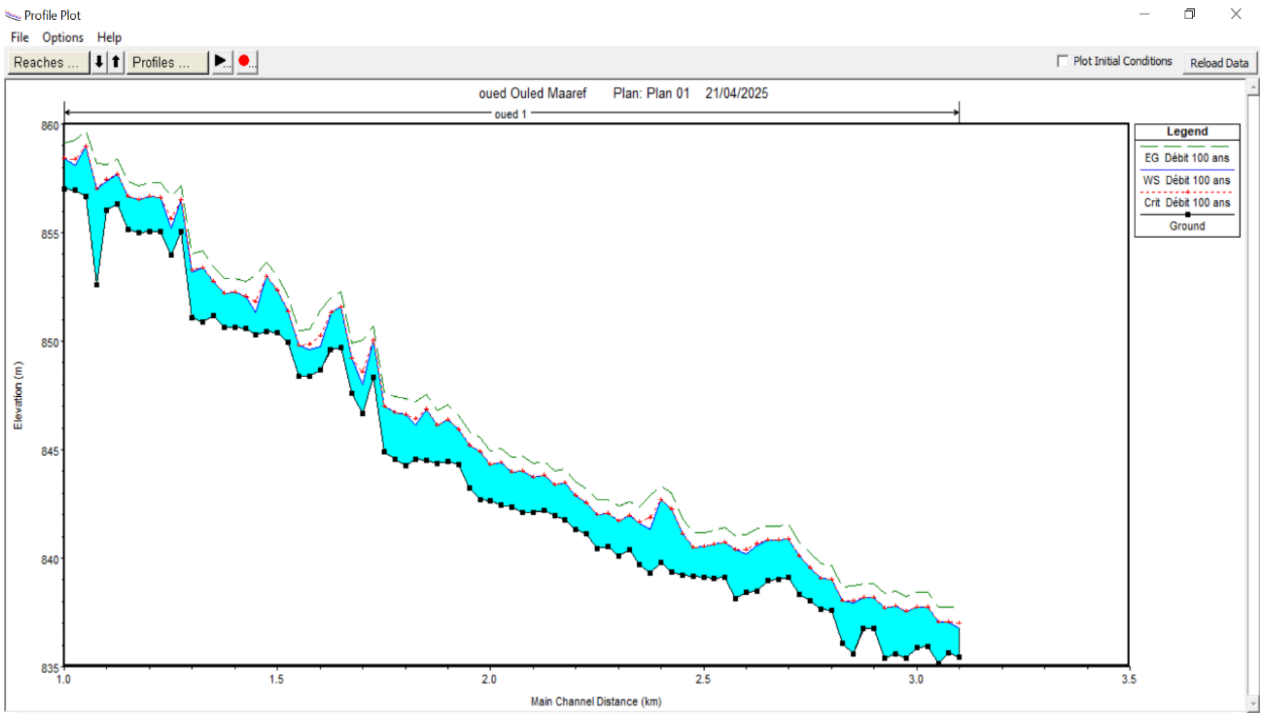


Figure III- 19 : Profile en long du cours d'eau avec représentation de la ligne d'eau simulée (Résultats HEC-RAS)

❖ **Vue 3D du tronçon étudié :**

La faiblesse de la dépression latérale favorise le débordement, formant ainsi des zones d'expansion naturelles mais non contrôlées. La figure suivante (Figure III- 20) montre la représentation tridimensionnelle du tronçon modélisé.

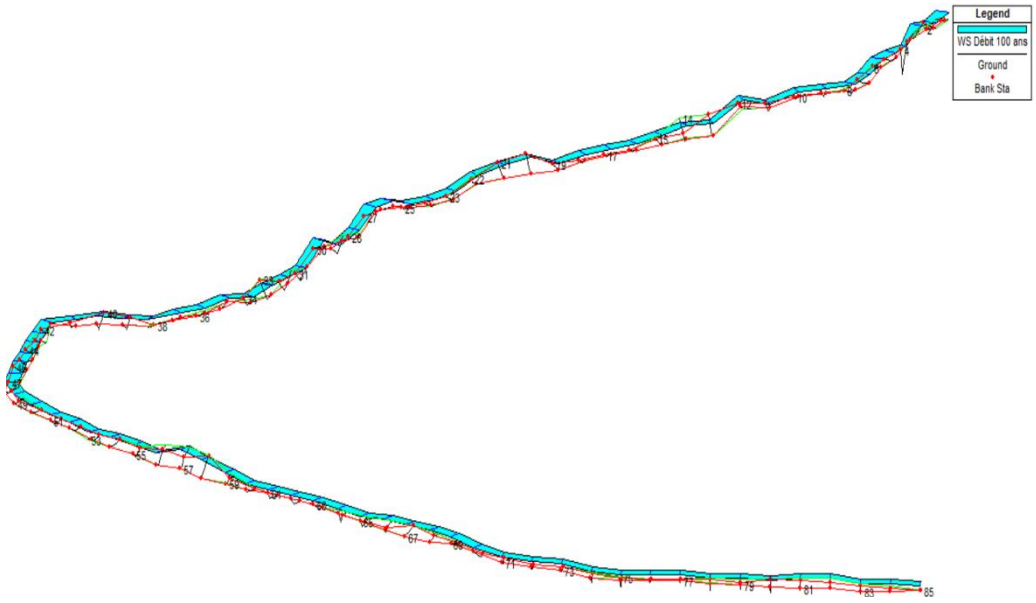
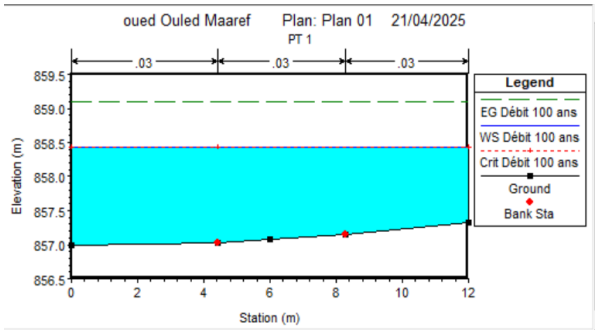


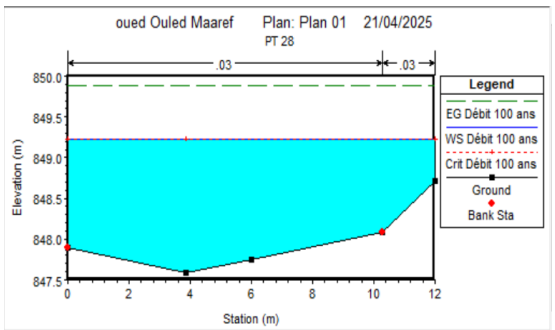
Figure III- 20: Vue tridimensionnelle de l'oued pour un débit de crue de 100 ans

❖ **Profils en travers :**

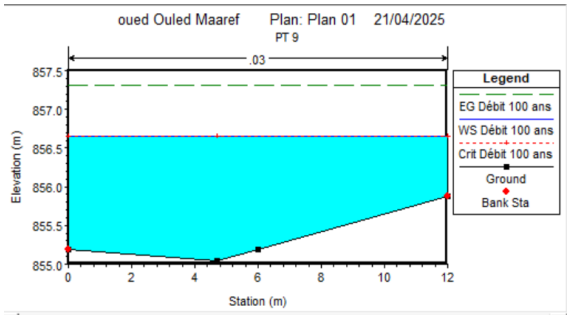
Ils permettent de visualiser la géométrie du profil du cours d'eau à plusieurs points du tronçon considéré, la forme du lit et des berges, et le plan d'eau qui résulte de la simulation hydraulique sous HEC-RAS. Ils sont le support de travail pour analyser la capacité d'écoulement, d'identifier les zones potentiellement submersibles, ainsi que pour bien prendre en compte la relation entre le lit naturel et les hauteurs d'eau dans le régime simulé. Les figures qui suivent montrent les coupes de la section d'eau relevées à plusieurs stations le long du tronçon étudié.



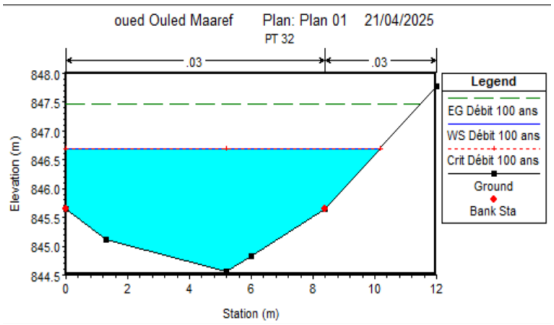
Section 1



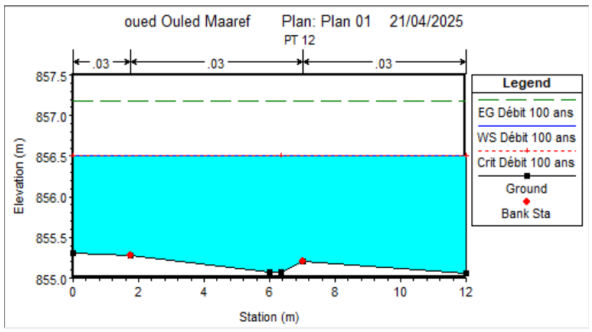
Section 28



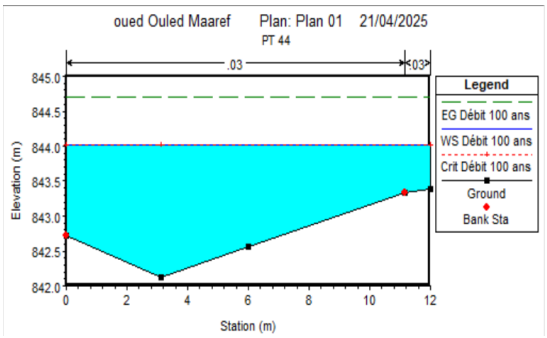
Station 9



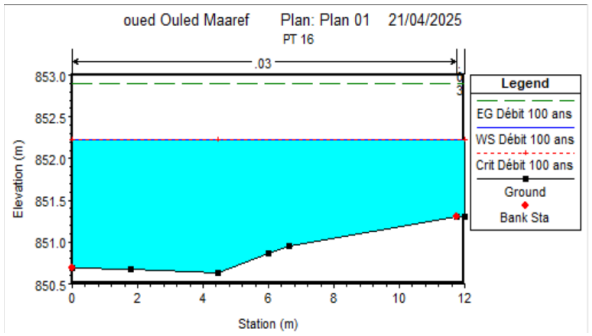
Section 32



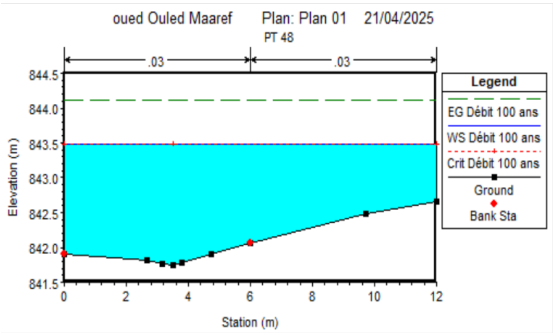
Section 12



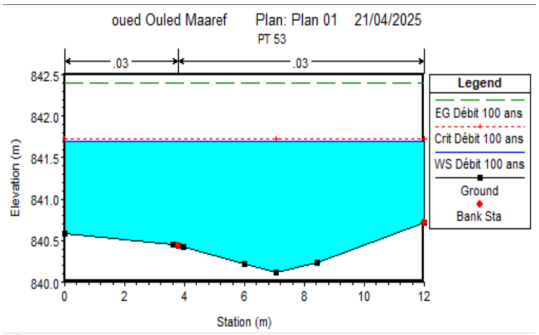
Section 44



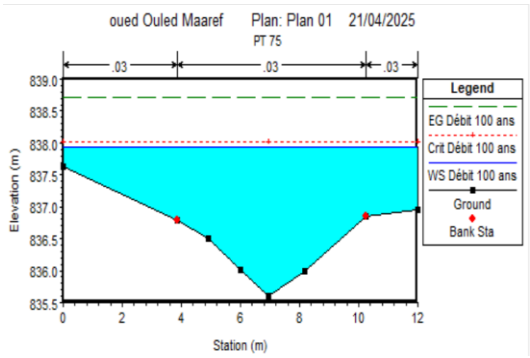
Section 16



Section 48

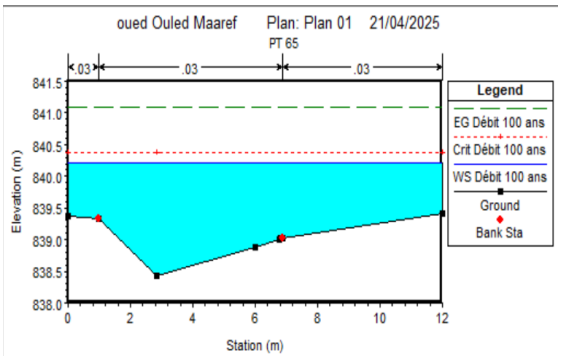


Section 53

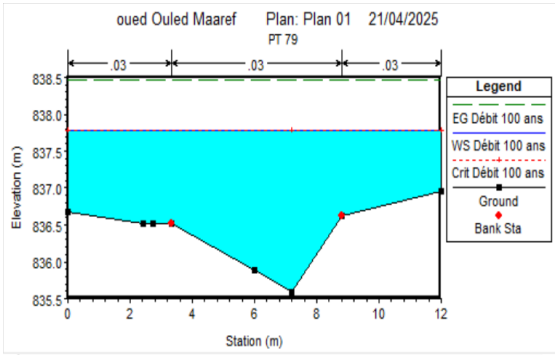


Section 75

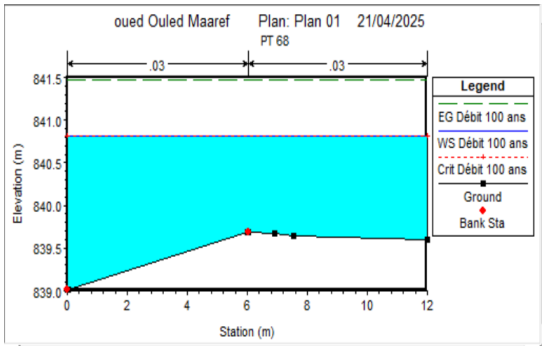
Figure III- 21 : Vues en travers de quelques sections



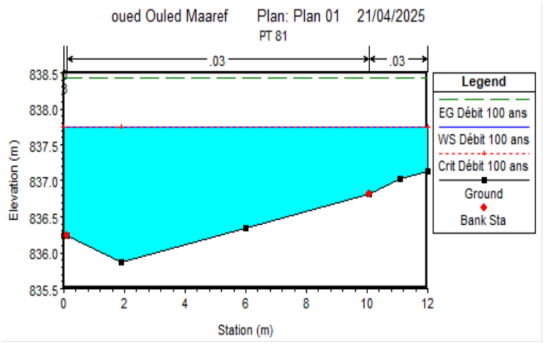
Station 65



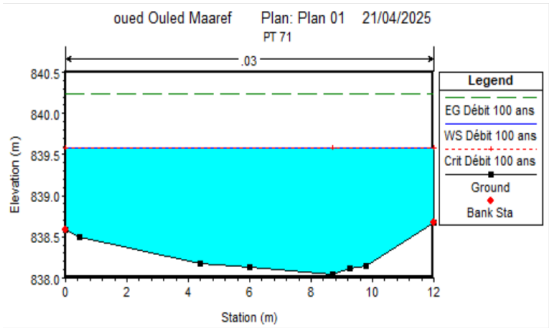
Section 79



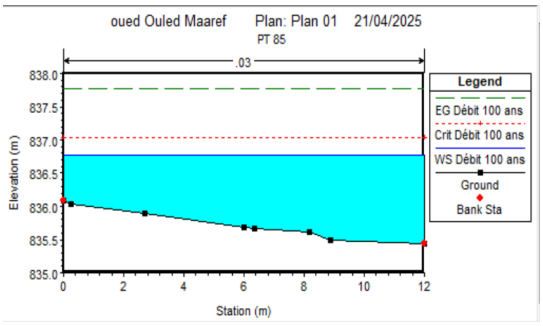
Section 68



Section 81



Section 71



Section 85

Figure III- 21: Vues en travers de quelques sections (Suite et fin)

Le tableau qui suit figure les principaux paramètres hydrauliques issus de la simulation, combinant pour chaque section par exemple, la hauteur d'eau, la vitesse d'écoulement et le nombre de Froude, permettant d'analyser le régime d'écoulement tout au long du tronçon étudié.

Tableau III- 6: Récapitulatif des différents paramètres de l'écoulement par station

River Sta	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 (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
85	835.44	836.78	837.03	837.78	0.020025	4.44	12.83	12.00	1.37
84	835.62	837.07		837.73	0.009967	3.73	15.93	12.00	1.02
83	835.14	837.07		837.76	0.008028	3.90	16.27	12.00	1.01
82	835.95	837.77		838.45	0.007569	3.80	16.34	12.00	0.99
81	835.87	837.74		838.42	0.007702	3.73	16.08	12.00	0.99
80	835.38	837.53		838.22	0.009637	3.81	15.74	12.00	1.04
79	835.59	837.78		838.46	0.007940	4.04	16.53	12.00	0.99
78	835.39	837.72		838.40	0.007438	3.83	16.41	12.00	0.96
77	836.75	838.17		838.83	0.010111	3.59	15.84	12.00	1.00
76	836.75	838.18		838.83	0.010039	3.59	15.87	12.00	1.00
75	835.60	837.93		838.72	0.008550	4.21	15.58	12.00	1.03
74	836.09	838.02		838.68	0.008691	3.73	16.14	12.00	0.97
73	837.58	839.00		839.66	0.010000	3.60	15.83	12.00	1.00
72	837.64	839.08		839.74	0.009958	3.60	15.82	12.00	1.00
71	838.04	839.58		840.24	0.009796	3.59	15.87	12.00	1.00
70	838.31	840.07		840.73	0.009919	3.59	15.85	12.00	1.00
69	839.13	840.89		841.57	0.008296	3.73	16.09	12.00	1.02
68	839.02	840.82		841.48	0.010656	3.72	15.91	12.00	0.98
67	838.99	840.84		841.49	0.010399	3.59	15.84	12.00	1.00
66	838.47	840.60		841.37	0.009502	4.65	15.73	12.00	1.10
65	838.44	840.21		841.09	0.012199	4.55	14.33	12.00	1.21
64	838.16	840.38		841.05	0.008453	3.94	16.21	12.00	1.00
63	839.13	840.75		841.41	0.009994	3.59	15.84	12.00	1.00
62	839.06	840.61		841.28	0.009922	3.60	15.80	12.00	1.00
61	839.12	840.52		841.18	0.009817	3.58	15.89	12.00	0.99
60	839.15	840.51		841.17	0.010262	3.61	15.77	12.00	1.01
59	839.22	841.15		841.83	0.007903	4.07	16.50	12.00	1.01
58	839.34	842.26		843.01	0.011614	3.83	14.85	10.14	1.01
57	839.79	842.70		843.33	0.007811	3.78	17.05	12.00	0.78
56	839.33	841.35		842.91	0.025525	5.53	10.29	7.50	1.51
55	839.69	841.63		842.37	0.008525	4.02	15.83	12.00	1.04
54	840.38	841.95		842.61	0.010210	3.59	15.87	12.00	1.00
53	840.11	841.73		842.39	0.010559	3.86	15.50	12.00	1.06
52	840.54	842.03		842.70	0.010187	3.61	15.77	12.00	1.01
51	840.43	842.00		842.67	0.009218	3.63	15.84	12.00	1.01
50	841.15	842.54		843.21	0.009418	3.65	15.90	12.00	1.01
49	841.32	842.90		843.55	0.009960	3.74	15.96	12.00	0.98
48	841.75	843.47		844.12	0.009386	3.79	16.17	12.00	0.95
47	841.95	843.38		844.04	0.009721	3.73	15.94	12.00	1.01
46	842.19	843.81		844.47	0.010045	3.60	15.81	12.00	1.00
45	842.13	843.71		844.38	0.009220	3.67	15.95	12.00	1.00
44	842.13	844.02		844.69	0.009205	3.65	15.91	12.00	0.99
43	842.36	843.99		844.67	0.009453	4.07	16.07	12.00	1.08
42	842.45	844.40		845.06	0.009554	3.61	15.80	12.00	1.00
41	842.64	844.31		844.97	0.010146	3.61	15.75	12.00	1.01
40	842.71	844.88		845.55	0.009754	3.61	15.79	12.00	1.00
39	843.23	845.17		845.83	0.009541	3.60	15.83	12.00	1.00
38	844.30	845.91		846.57	0.010253	3.70	15.88	12.00	0.97
37	844.48	846.39		847.06	0.009553	3.64	15.96	12.00	0.99
36	844.34	846.14		846.82	0.009491	3.68	15.86	12.00	0.99
35	844.49	846.87		847.53	0.009258	3.69	16.17	12.00	0.94
34	844.56	846.15		847.19	0.017162	4.70	12.92	12.00	1.36
33	844.27	846.61		847.34	0.009946	3.78	15.07	10.54	1.01

Tableau III- 6: Récapitulatif des différents paramètres de l'écoulement par station (suite)

River Sta	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
32	844.56	846.70		847.46	0.008530	3.93	15.00	10.17	0.97
31	844.91	846.99		847.67	0.009776	3.66	15.56	11.57	1.01
30	848.34	850.03		850.69	0.010377	3.58	15.91	12.00	0.99
29	846.66	847.98		850.07	0.045993	6.40	8.89	9.35	2.10
28	847.59	849.22		849.88	0.009016	3.68	16.01	12.00	0.99
27	849.69	851.58		852.24	0.010412	3.59	15.87	12.00	1.00
26	849.59	851.32		851.99	0.010780	3.63	15.70	12.00	1.01
25	848.68	849.73		851.42	0.041045	5.82	10.03	12.00	1.99
24	848.38	849.62		850.56	0.017312	4.44	13.30	12.00	1.31
23	848.36	849.82		850.48	0.009494	3.73	16.00	12.00	1.00
22	849.93	851.32		852.07	0.008683	3.81	16.03	12.00	1.04
21	850.37	852.36		853.03	0.010586	3.63	15.70	12.00	1.01
20	850.46	852.97		853.63	0.010799	3.60	15.83	12.00	1.00
19	850.31	851.32		853.04	0.046685	5.80	9.82	12.00	2.05
18	850.58	852.08		852.75	0.009281	3.64	16.01	12.00	1.00
17	850.62	852.23		852.89	0.009423	3.61	15.93	12.00	1.00
16	850.63	852.23		852.89	0.009510	3.62	15.88	12.00	1.00
15	851.19	852.76		853.43	0.009650	3.68	15.94	12.00	1.01
14	850.88	853.36		854.18	0.006534	4.33	15.74	10.21	0.95
13	851.06	853.18		854.02	0.012037	4.05	14.07	9.96	1.09
12	855.07	856.50		857.18	0.009788	3.98	15.95	12.00	1.10
11	853.95	855.21		856.68	0.034363	5.36	10.61	12.00	1.82
10	855.05	856.64		857.31	0.010366	3.62	15.72	12.00	1.01
9	855.05	856.65		857.30	0.010063	3.59	15.87	12.00	1.00
8	855.02	856.50		857.17	0.009138	3.65	15.98	12.00	1.01
7	855.17	856.67		857.35	0.009548	3.69	15.88	12.00	1.02
6	856.32	857.70		858.39	0.009693	3.96	15.90	12.00	1.10
5	856.03	857.37		858.12	0.012461	3.85	14.78	12.00	1.11
4	852.58	857.02		858.17	0.017401	4.75	11.98	5.25	1.00
3	856.66	858.95	858.95	859.69	0.010732	3.80	14.97	10.35	1.01
2	856.95	858.07	858.40	859.25	0.023369	5.16	12.04	12.00	1.63
1	857.03	858.43	858.43	859.10	0.009960	4.05	15.93	12.00	1.12

River station : identification numérique de la section transversale ;

Min Ch. El (Minimum Channel Elevation) : l'altitude du fond du lit du cours d'eau à la section considérée ;

W.S Elev (Water Surface Elevation) : l'altitude de la surface libre de l'eau au niveau de la section transversale simulée ;

E.G. Elev (Energy Grade Line Elevation) : l'altitude de la ligne d'énergie ;

E.G. Slope (Energy Grade Line Slope) : pente hydraulique ;

Vel Chnl (Velocity in Channel) : la vitesse moyenne de l'écoulement dans la section principale du lit mineur ;

Flow Area : surface en section transversale réellement occupée par l'eau ;

Top Width : largeur de la surface libre de l'écoulement ;

Froude # chl (Froude Number in Channel) : nombre de Froude calculé pour le lit mineur ;

Discussion des résultats :

- L'eau à une vitesse moyenne qui atteint environ **3,93 m/s** sur l'ensemble du tronçon.
- La hauteur d'eau s'étend de **1,01 à 4,44 m** au niveau du lit d'oued.
- Le régime d'écoulement n'est pas uniforme tout au long du tronçon, ce qui est confirmé par les valeurs de Froude qui varie entre **0,78 et 2,1.**
- L'analyse de la vue 3D fournie par HEC-RAS montre que, dans diverses sections, la surface de l'eau dépasse clairement les limites des berges.

III.11 Conclusion :

L'étude hydraulique a été effectué pour le tronçon de l'oued qui traverse la ville de Ouled Maaref pour nous permettre de restituer le comportement de l'écoulement en crue, notamment pour une période de retour de 100 ans. Les résultats de simulation obtenus avec HEC-RAS ont conduit notamment à identifier plusieurs zones à risque où l'écoulement se déverse sur les berges naturelles, illustrant la capacité trop faible du lit de l'oued à contenir les débits extrêmes.

Ces analyses ont constitué une base technique solide pour envisager des solutions d'aménagement pertinentes visant à réduire les risques d'inondation et à sécuriser les zones urbanisées en aval.

CHAPITRE IV

Etude des variantes d'aménagement

IV.1 Introduction :

Le choix de la solution technique la plus adaptée figure parmi les étapes décisives de tout projet hydraulique, si l'on veut garantir son efficacité, sa durabilité et son rapport coût/bénéfice. Avant de passer au dimensionnement, il est indispensable de procéder à une comparaison entre plusieurs variantes, sur la base de critères techniques et économiques.

Ce chapitre consistera donc d'abord en une première partie présentant les bases théoriques des critères de choix et des paramètres de dimensionnement ; une deuxième partie réalisera l'analyse comparative des variantes proposées pour retenir la solution la plus adaptée au site et visant les objectifs du projet.

IV.2 Principe fondamentale des aménagements hydrauliques :

Les aménagements hydrauliques reposent sur un principe de réalisation connoté par la mise en œuvre d'actions et de structures orientées vers le contrôle, l'exploitation ou la protection des ressources en eau susceptibles de répondre ne serait-ce qu'en partie aux besoins humains et aux besoins environnementaux d'une manière rationnelle, durable. Ils visent la gestion de l'écoulement des eaux et la protection contre les risques naturels (inondation, érosion).

L'énoncé de l'ensemble des principes fondamentaux qui l'encadrent porte sur :

- Le respect des contraintes du milieu (topographie, géologie, climat),
- La sécurité des ouvrages,
- L'optimisation des coûts et la réduction des impacts environnementaux liés à la construction de ces infrastructures.

En définitive, la solution retenue doit être le fruit d'une approche intégrée, car elle ne saurait faire l'économie de l'efficacité hydraulique, de la viabilité technique, de la durabilité économique et de l'acceptabilité sociale.

IV.2.1 Typologie des aménagements hydrauliques utilisés pour la protection de la ville d'Ouled Maaref contre les inondations :

Différents aménagements hydrauliques sont possibles dans le cadre de la protection de la ville d'Ouled Maaref contre une inondation : il s'agit de mesures qui doivent permettre de réduire la vulnérabilité du tissu urbain, de canaliser les eaux de la crue et de stabiliser les rives de l'oued pour éviter l'érosion et les débordements.

- **Aménagement avec la réalisation des canaux :**

Le contrôle du déferlement des crues de l'Oued à travers la ville sera ainsi parfaitement maîtrisé grâce à la création d'un canal béton ou maçonne dimensionné éventuellement pour débit centennal en fonction des résultats de l'étude hydrologique.

- **Création des banquettes de protection :**

Des banquettes pourraient être réalisées sur les rives pour favoriser le stockage des crues et orienter l'écoulement.

- **Stabilisation des berges par gabions :**

Dans le cadre de la préservation des berges des érosions, le choix de murs en gabions permet de faire coexister une technique souple et efficace, selon les réalisations envisagées, avec une bonne intégration de ce type d'élément.

- **Curage et recalibrage du lit d'oued :**

Le curage a pour objet d'assurer un entretien régulier du lit naturel, en tant que moyen d'évacuation des dépôts solides, afin de ne pas réduire la section d'écoulement, alors que le recalibrage doit permettre d'obtenir un profil stable et adapté à la nature des crues, ainsi qu'une augmentation de la capacité de la section hydraulique du lit mineur.

IV.2.2 Expressions analytiques pour le calcul des canaux :

En général, le débit dans un canal à surface libre est évalué selon l'expression empirique de Manning-Strickler qui sert à modéliser l'écoulement en régime permanent uniforme :

$$\mathbf{Q = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S_m \times I^{1/2}} \quad \mathbf{(IV .1)}$$

Où :

Q : le débit d'écoulement (en m^3/s) ;

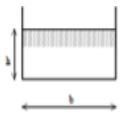
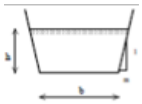
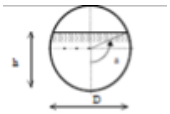
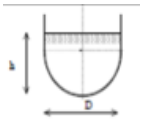
n : la rugosité en ($s/m^{1/3}$) ;

S_m : est la section mouillée en (m^2) ;

R : rayon hydraulique ;

I : la pente du fond du lit en (m/m) ;

Tableau IV- 1: Définition des caractéristiques géométriques d'une section ouverte

Section	**Rectangle** 	**Triangle** 	**Trapèze** 	**Cercle**  $h = R(1 - \cos\delta)$	**Parabolique** 
Surface S	$b.h$	$m.h^2$	$b.h + m.h^2$	$\frac{D^2}{4}\delta(1 - \sin\delta\cos\delta)$	$\frac{2}{3}D\,h$
Périmètre mouillé P	$b + 2.h$	$2h\sqrt{1+m^2}$	$b+2.h\sqrt{1+m^2}$	$D.\delta$	$D + \frac{8}{3}\frac{h^2}{D}$
Rayon hydraulique R	$\frac{b\,h}{b+2h}$	$\frac{m\,h}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{(b+m\,h)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{D}{4}\left(1 - \frac{\sin\delta\cos\delta}{\delta}\right)$	$\frac{2D^2\,h}{3\,D^2 + 8h^2}$
Largeur B	B	$2m.h$	$b + 2m.h$	$D\sin\delta$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
Profondeur hydraulique D_h	H	$\frac{h}{2}$	$\frac{B\,h + m\,h^2}{b + 2mh}$	$\frac{D(\delta - \sin\delta\cos\delta)}{4\sin\delta}$	$\frac{2}{3}h$
$S.y_G$	$\frac{b\,h^3}{12}$	$\frac{m\,h^3}{3}$	$\left(\frac{b}{2} + \frac{mh}{3}\right)h^2$	$\frac{D^3}{8}\left(\sin\delta - \frac{\sin^3\delta}{3} - \delta\cos\delta\right)$	$\pi\frac{D^2}{8}\left(\frac{h-(\frac{D}{2})}{12}\right)$

IV.2.3 Paramètres à considérer pour dans la conception :

IV.2.3.1 La pente longitudinale (I) :

Dans la conception des ouvrages d'évacuation en surfaces libres, la pente longitudinale (I) se présente ici comme l'un des paramètres influents sur la capacité hydraulique, la stabilité du cours d'eau et les réactions hydrodynamiques s'exerçant sur l'ouvrage.

IV.2.3.2 La rugosité du revêtement (n) :

La rugosité du canal varie en fonction de la nature du revêtement, des valeurs de rugosité pour divers types de revêtements sont fournies dans le tableau ci-après :

Tableau IV- 2: Coefficient (n) de Manning pour différents types de revêtement

Type de revêtement	Le coefficient n de Manning
• Canal en béton lisse	0,012 ÷ 0,015
• Canal en béton rugueux	0,018 ÷ 0,022
• Canal en gabion	0,030 ÷ 0,040
• Canal en pierre maçonnée	0,020 ÷ 0,035

IV.2.3.3 La vitesse d'érosion admissible :

Lorsque la vitesse du courant dépasse une certaine valeur, le risque principal est l'érosion non maîtrisée du lit ou des parois de l'ouvrage ; cette érosion peut altérer la stabilité ou mettre en danger la sécurité de l'ouvrage. La vitesse d'érosion admissible est la vitesse maximale des écoulements pour laquelle le matériau les constituant commence à se détacher sous l'effet du cisaillement hydraulique.

Il convient de rappeler que, pour éviter toute érosion du fond et des berges des canaux par la force du courant, il faut que la vitesse de l'eau ne dépasse pas un certain seuil. Les vitesses maximales moyennes admissibles, au-delà desquelles apparaissent des dégradations dans les lits consolidés, sont présentées dans le tableau IV- 3 ci-dessous. **(Degoutte, Fry 2002)**

Tableau IV- 3: Vitesse d'érosion admissible selon les types de revêtement

Type de revêtement	Valeur de vitesse admissible (m/s)
Béton	6,0 ÷ 10,0
Béton amélioré	> 10
Gabions	4,0 ÷ 6,0
Enrochement	1,5 ÷ 3,0

Source: (Chanson, H. (2004). Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Elsevier)

IV.2.3.4 La revanche du canal :

Dans le cadre de la détermination des dimensions des canaux à surface libre, une marge de sécurité est à établir entre le niveau d'eau prévu et le niveau d'eau réel, tenant compte notamment de la sédimentation, des plantes aquatiques, des vagues formées par le vent et de tout autre phénomène handicapant l'écoulement. Elle est donnée avec la relation suivante :

$$\mathbf{R = 0{,}05\ v\ \sqrt[3]{h}} \qquad \textbf{(IV .2)}$$

IV.3 Etude des variantes :

Dans le cadre de cette étude, deux variantes d'aménagement du cours d'eau sont étudiées :

a) Un canal trapézoïdal en béton armé.
b) Une protection avec des murs en gabions.

Pour chaque variante, un dimensionnement hydraulique sera effectué et traité au travers de la simulation de l'état d'écoulement par le logiciel HEC-RAS sur chaque tronçon du cours

d'eau. Une description technique complétera la présentation des techniques, afin d'extraire la variante la plus satisfaisante au titre des critères techniques et économiques.

IV.3.1 Première variante : Canal de forme trapézoïdale en béton armé

La première variante proposée consiste à construire un canal en béton armé, qui a pour but de canaliser l'écoulement d'eau et d'en maîtriser le sens, et ainsi d'évacuer rapidement les eaux de crue et de protéger les populations contre les risques d'inondations.

Bien que, le coût de la réalisation est élevé, cette variante présente de nombreux avantages : une durée de vie long terme, un délai de construction limité et des performances hydrauliques améliorées. Sa section dimensionnelle plus appropriée et plus fine s'adapterait plus facilement aux contraintes de l'urbanisme tout en garantissant un niveau de sécurité maximum.

L'inclinaison des parois latérales du canal est définie par le fruit de talus pour notre cas nous avons pris une valeur de (m = 2) afin de mieux stabiliser les parois du canal du fait de la répartition des efforts actionnés sur les eaux ainsi que les terrains alentour.

IV.3.1.1 Dimensionnement :

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus à l'issue des calculs.

Tableau IV- 4 : Les caractéristiques dimensionnelles des tronçons du canal en béton armé

Oued	N° Tronçon	Section Amont	Section aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)	Fruit de talus m
Ouled Maaref	**1**	85	68	425,43	0,020029	6	3	2
	2	68	63	60,63	0,002841	6	3	2
	3	63	61	47,92	0,002065	6	3	2
	4	61	55	96,06	0,002060	6	3	2
	5	55	49	69,71	0,002062	6	3	2
	6	49	47	25,49	0,002060	6	3	2
	7	47	46	20,67	0,002060	6	3	2
	8	46	44	19,80	0,002062	6	3	2
	9	44	41	44,25	0,002060	6	3	2
	10	41	32	128,09	0,002060	6	3	2

Ouled Maaref	**11**	32	21	439,28	0,002060	6	3	2
	12	21	20	98,23	0,002060	6	3	2
	13	20	18	109,33	0,002062	6	3	2
	14	18	13	145,62	0,002062	6	3	2
	15	13	9	117,51	0,002060	6	3	2
	16	9	8	34,71	0,002061	6	3	2
	17	8	7	66,94	0,002060	6	3	2
	18	7	4	52,57	0,002062	6	3	2
	19	4	1	97,75	0,002062	6	3	2

IV.3.1.2 Les caractéristiques d'écoulement :

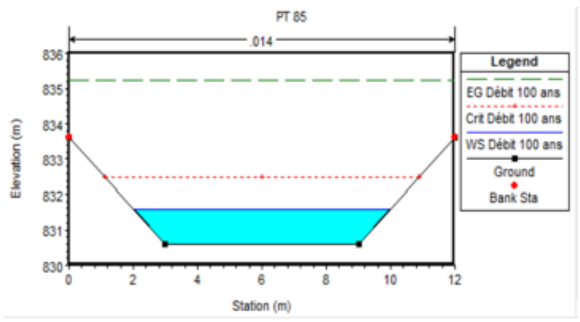
Les résultats de la simulation avec HEC-RAS sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 5: Les caractéristiques d'écoulement de la première variante

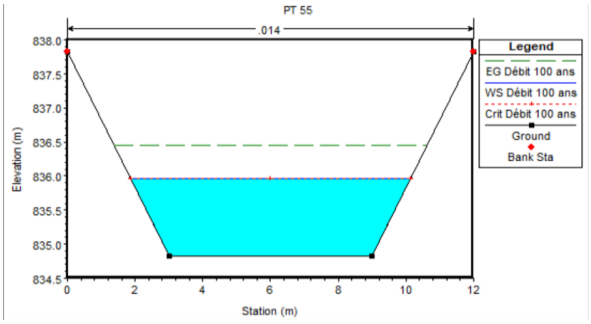
Les Profils	Débit (m^3/s)	La vitesse moyenne (m/s)	Le tirant d'eau (m)	Surface (m^2)	Périmètre (m)	Le rayon hydraulique	Froude	Régime
P85	56,92	7,49	0,96	7,60	10,29	0,74	2,72	Régime Torrentiel
P68	56,92	8,57	0,86	6,64	9,85	0,67	3,26	
P63	56,92	6,78	1,04	8,40	10,65	0,79	2,38	
P61	56,92	6,31	1,1	9,02	10,92	0,83	2,16	
P55	56,92	6,10	1,13	9,33	11,05	0,84	2,07	
P49	56,92	5,90	1,16	9,65	11,19	0,86	1,98	
P47	56,92	5,83	1,17	9,76	11,23	0,87	1,95	
P46	56,92	5,77	1,18	9,86	11,28	0,87	1,92	
P44	56,92	6,03	1,14	9,44	11,10	0,85	2,04	
P41	56,92	6,24	1,11	9,12	10,96	0,83	2,13	
P32	56,92	6,38	1,09	8,92	10,87	0,82	2,20	
P21	56,92	6,61	1,06	8,61	10,74	0,80	2,30	
P20	56,92	6,86	1,03	8,30	10,61	0,78	2,42	
P18	56,92	7,30	0,98	7,80	10,38	0,75	2,63	

P13	56,92	7,03	1,01	8,10	10,52	0,77	2,50	Régime Torrentiel
P9	56,92	6,61	1,06	8,61	10,74	0,80	2,30	
P8	56,92	6,54	1,07	8,71	10,79	0,81	2,27	
P7	56,92	6,31	1,10	9,02	10,92	0,83	2,16	
P4	56,92	5,83	1,17	9,76	11,23	0,87	1,95	
P1	56,92	5,65	1,20	10,08	11,37	0,89	1,87	

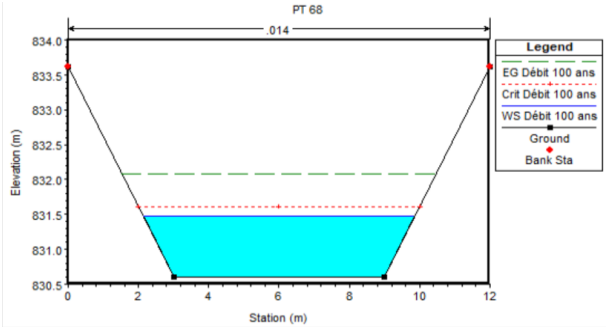
L'ensemble des sections transversales des profils est présenté dans la suite des figures ci-après :



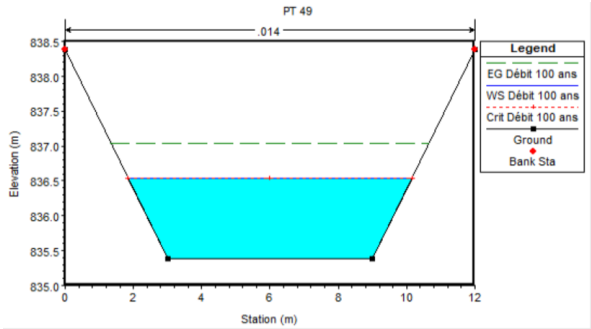
Profil n° 85



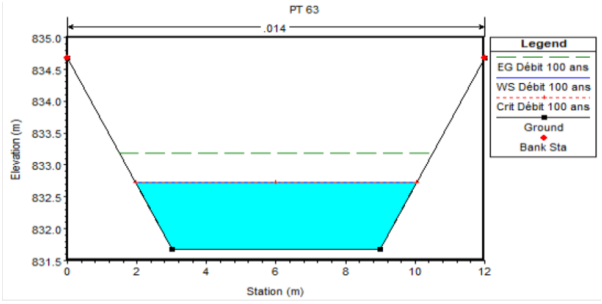
Profil n° 55



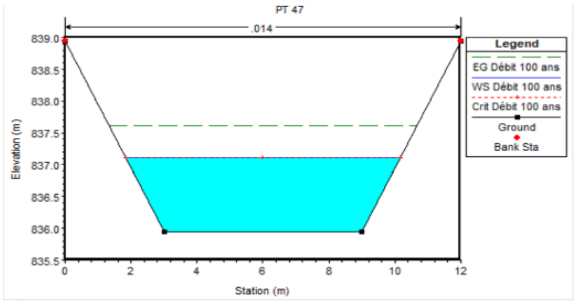
Profil n° 68



Profil n° 49

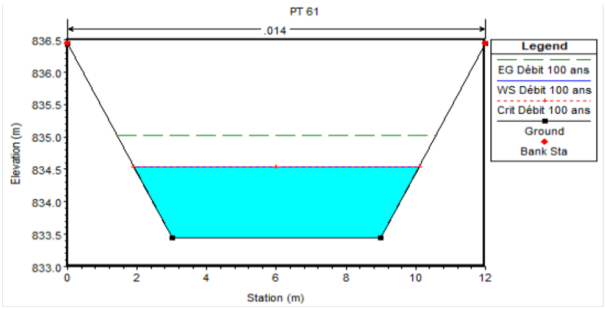


Profil n° 63

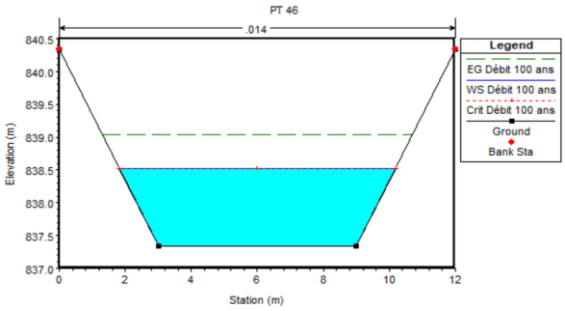


Profil n° 47

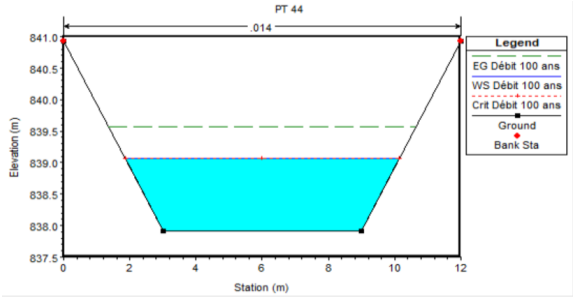
Figure IV- 1: Vues en travers des différents profils – Variante 1



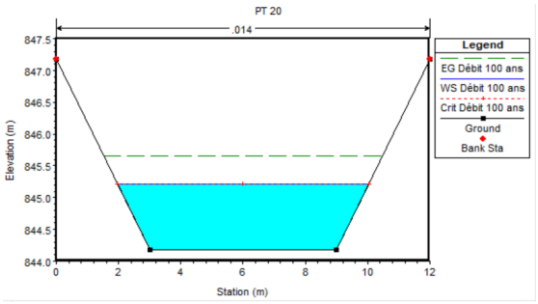
Profil n° 61



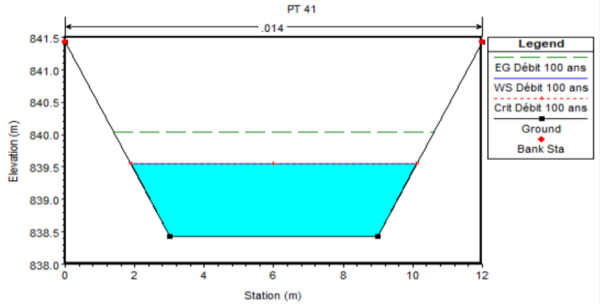
Profil n° 46



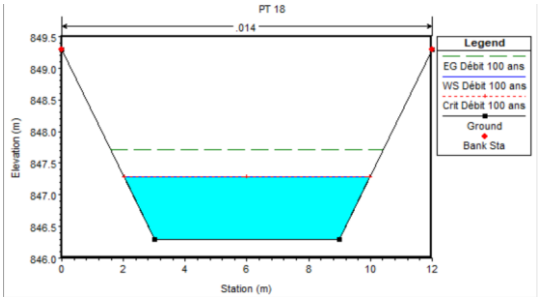
Profil n° 44



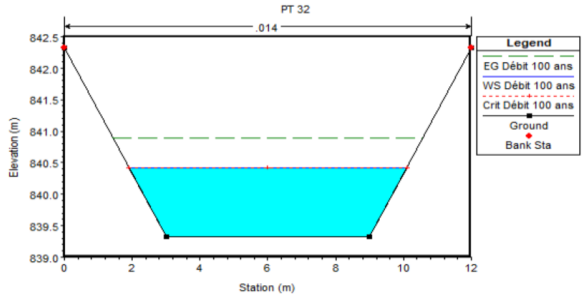
Profil n° 20



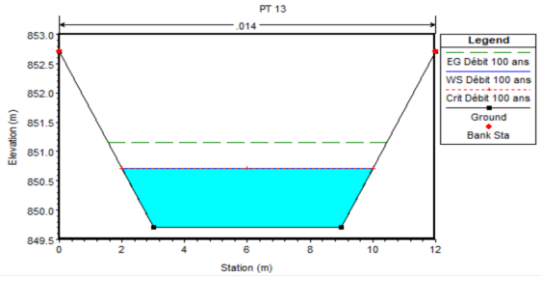
Profil n° 41



Profil n° 18

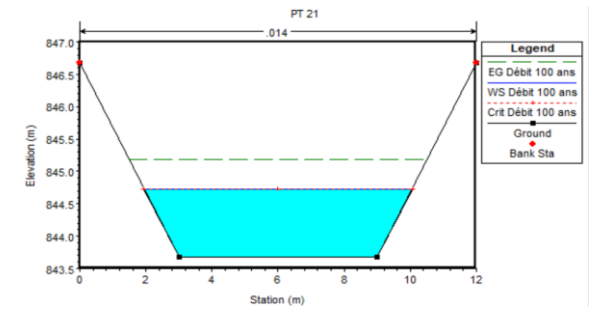


Profil n° 32

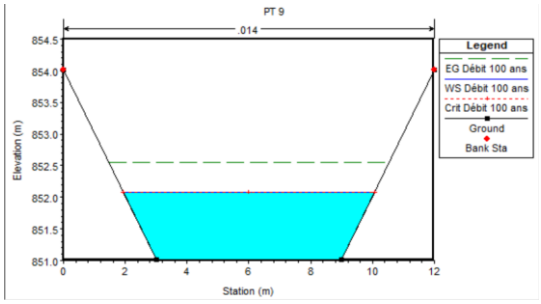


Profil n° 13

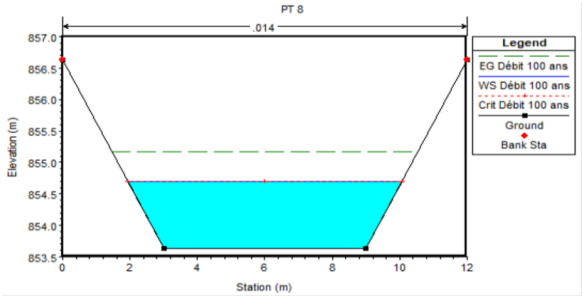
Figure IV- 1: Vues en travers des différents profils – Variante 1 (suite)



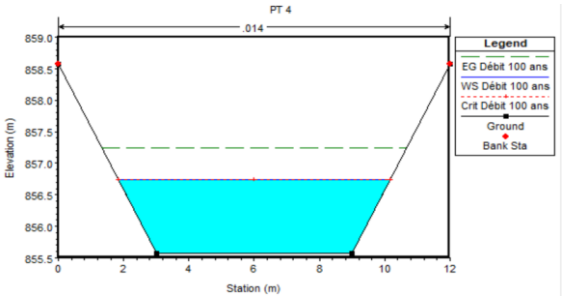
Profil n° 21



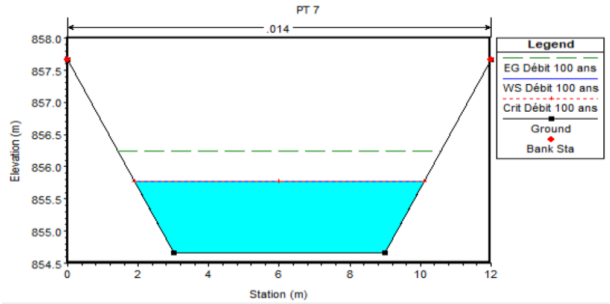
Profil n° 9



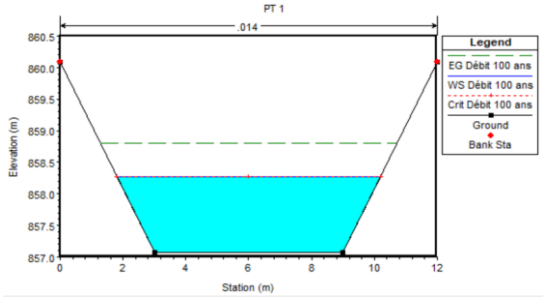
Profil n° 8



Profil n° 4



Profil n° 7



Profil n° 1

Figure IV- 1: Vues en travers des différents profils – Variante 1 (suite et fin)

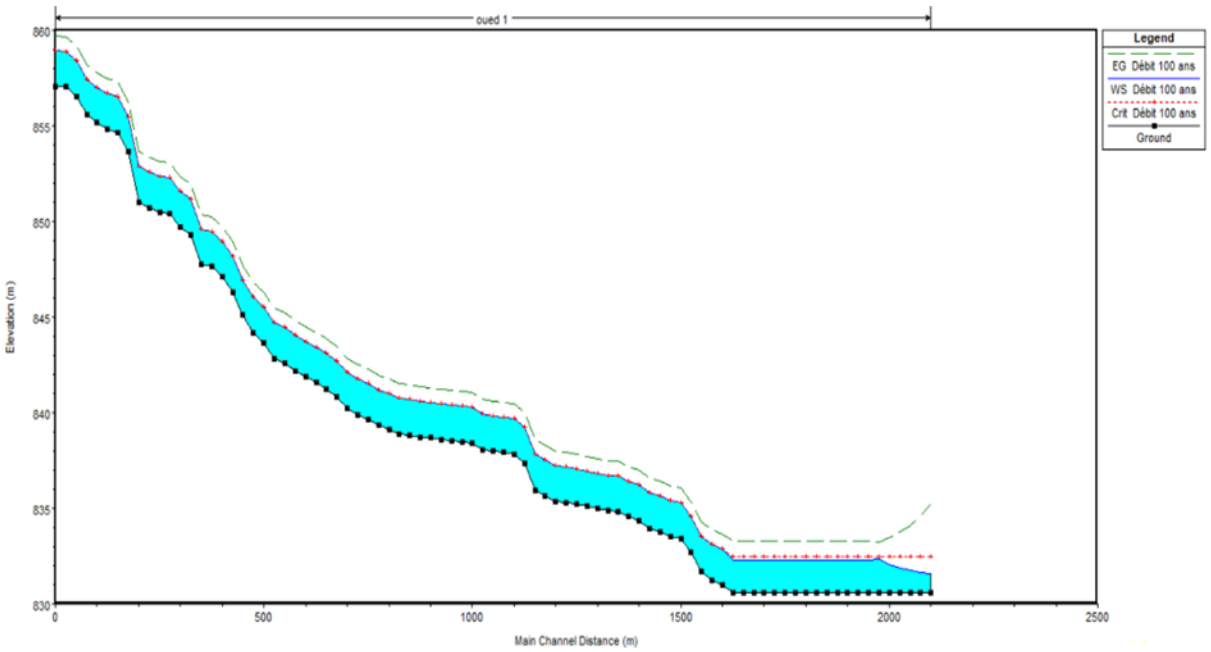


Figure IV- 2: Profil en long après l'aménagement d'oued Ouled Maaref – Variante 1 (Protection avec canal en béton armé)

IV.3.1.3 Calcul de stabilité du canal :

L'analyse de la stabilité au sol d'un canal en béton armé doit vérifier trois conditions :

- Stabilité au glissement ;
- Stabilité au renversement ;
- Stabilité au poinçonnement ;

Cependant, comme le canal est ici parfaitement symétrique nous allons pouvoir simplifier notre analyse en ne vérifiant que la stabilité au poinçonnement.

❖ **Critère de vérification :**

Pour que la stabilité au poinçonnement soit vérifiée, la contrainte moyenne transmise au sol doit être inférieure à la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) :

$$\sigma_{moy} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \qquad \textbf{(IV .3)}$$

Avec: σ_{sol} = 2 bar = 0.2 MPa = 200 KN/m^2

❖ **Paramètres utilisés :**

On a :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{4} \qquad \textbf{(IV .4)}$$

$$\sigma_A = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100B^2} \qquad \textbf{(IV .5)}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100B^2} \qquad \textbf{(IV .6)}$$

N : Somme des forces verticales (en tonnes ou KN) ;

M_G : Somme des moments autour du centre de gravité du radier (en KN.m) ;

$$\sum M_G = 0 \text{ KN.m} \quad \textbf{(hypothèse d'équilibre)} \qquad \textbf{(IV .7)}$$

B : Largeur totale du radier (en m) ;

σ_{moy} : Contrainte moyenne sous le radier, définie par :

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{B} \qquad \textbf{(IV .8)}$$

Pour réaliser les calculs des contraintes du tableau ci-dessous, nous avons utilisé les données suivantes :

- Un poids volumique du béton ($\gamma_{béton}$ = 2,5 tonnes/m^3) ;
- Un poids volumique d'eau (γ_{eau} = 1 tonne/m^3) ;
- Une épaisseur du paroi (e_{paroi} = 30 cm) ;
- Une épaisseur du radier (e_{radier} = 30 cm) ;

Tableau IV- 6: Bilan des contraintes selon la largeur du canal

Canal	Rempli		Vide	
	N (t)	σ_{moy} (MPa)	N (t)	σ_{moy} (MPa)
85	26,86	0,0448	7,60	0,0127
68	25,33	0,0422	6,64	0,0111
63	28,14	0,0469	8,40	0,0140
61	29,14	0,0486	9,02	0,0150
55	29,64	0,0494	9,33	0,0155
49	30,15	0,0502	9,65	0,0160
47	30,32	0,0505	9,76	0,0163
46	30,49	0,0508	9,86	0,0164
44	29,81	0,0497	9,44	0,0157
41	29,30	0,0488	9,12	0,0152
32	28,97	0,0483	8,92	0,0149
21	28,48	0,0475	8,61	0,0144
20	27,98	0,0466	8,30	0,0138
18	27,18	0,0453	7,80	0,0130
13	27,66	0,0461	8,10	0,0135
9	28,48	0,0475	8,61	0,0144
8	28,64	0,0477	8,71	0,0145
7	29,13	0,0486	9,02	0,0150
4	30,32	0,0505	9,76	0,0163
1	30,84	0,0514	10,08	0,0168

D'après les résultats obtenus : on remarque que le critère $\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$ est vérifié.

IV.3.1.4 Evaluation des quantités et des coûts de la première variante :

En tenant compte des terrassements effectués et des volumes de déblai et remblai d'HEC-RAS, en choisissant les épaisseurs respectives de 30 cm, pour le béton armé, et 5 cm, pour le béton de propreté. Sur ces bases, on estimera les quantités nécessaires et les coûts correspondants (Tableau IV- 7).

Tableau IV- 7: Quantification des travaux et évaluation des coûts de la variante n°1

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	75 600,00	300	22 680 000,00
	Remblai	m^3	62 795,88	250	15 698 970,00
Béton de propreté		m^3	1469,412	6000	8 816 472,00
Béton armé pour canal		m^3	11 334,708	30 000	340 041 240,00
Montant Total HT					387 236 682,00

IV.3.2 Deuxième variante : protection avec canal en gabions

Cette variante prend en charge l'aménagement du cours d'eau et comprend des murs en gabions installés de part et d'autre de la section. La structure adoptée est de type gradins symétriques par rapport à l'axe de l'oued, réunissant ainsi la stabilité des berges et une meilleure dissipation de l'énergie des écoulements. Chacun des murs en gabions est donc formé par des marches placées sur un support rigide et ancrées à 0,5 m de profondeur pour assurer une bonne assise et résister à l'effort hydraulique. Ce dispositif ambitionne de marier efficacité hydraulique, pérennité et insertion dans le milieu naturel.

IV.3.2.1 Les paramètres géométrique d'une section en gabion :

Nous avons une section trapézoïdale et possédant des parois en gradins formées de gabions, disposés de façon symétrique de part et d'autre du lit.

- **La section mouillée :**

$$S_m = \frac{1}{2} k\,(k-1) + b.k \qquad \textbf{(IV .9)}$$

- **Le périmètre mouillé :**

$$P_m = b + 3k - 1 \qquad \textbf{(IV .10)}$$

- **Le rayon hydraulique :**

$$R = \frac{0{,}5\,k\,(k-1)+b.k}{b+3k-1} \qquad \textbf{(IV .11)}$$

Avec :

k : nombre d'étages de gabions formant les murs latéraux ;

b : la largeur du fond ;

IV.3.2.2 Dimensionnement :

Le tableau suivant présente les principales données techniques obtenues lors du calcul dimensionnel.

Tableau IV- 8: Les caractéristiques dimensionnelles des tronçons du canal en gabions

Oued	N° Tronçon	Section amont	Section aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Largeur du fond (m)	Hauteur du canal (m)
Ouled Maaref	**1**	85	68	425,43	0,004	3	3
	2	68	63	60,63	0,0176	3	3
	3	63	61	47,92	0,0368	3	3
	4	61	55	96,06	0,0145	3	3
	5	55	49	69,71	0,0079	3	3
	6	49	47	25,49	0,0219	3	3
	7	47	46	20,67	0,0679	3	3
	8	46	44	19,80	0,0294	3	3
	9	44	41	44,25	0,0115	3	3
	10	41	32	128,09	0,007	3	3
	11	32	21	439,28	0,0099	3	3
	12	21	20	98,23	0,0052	3	3
	13	20	18	109,33	0,0194	3	3
	14	18	13	145,62	0,0233	3	3
	15	13	9	117,51	0,0112	3	3
	16	9	8	34,71	0,0752	3	3
	17	8	7	66,94	0,0155	3	3
	18	7	4	52,57	0,0173	3	3
	19	4	1	97,75	0,0154	3	3

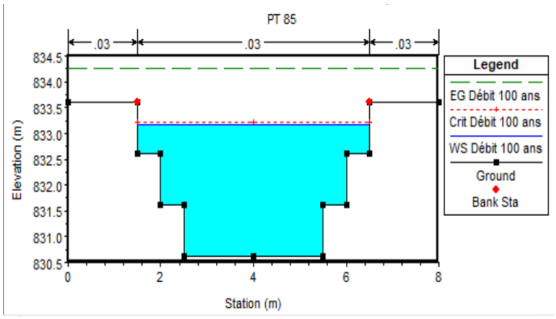
IV.3.2.3 Les caractéristiques d'écoulement :

Le tableau ci-après récapitule les résultats de simulation hydraulique effectués sous HEC-RAS :

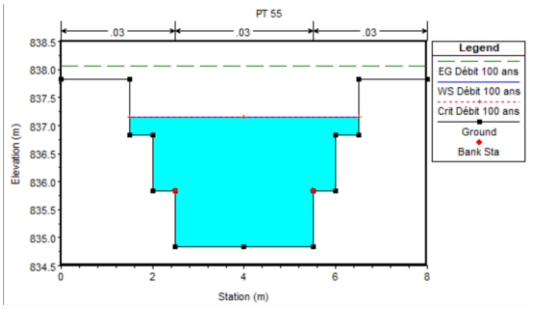
Tableau IV- 9: Les caractéristiques d'écoulement de la deuxième variante

Les Profils	Débit (m^3/s)	La vitesse moyenne (m/s)	Le tirant d'eau	Surface (m^2)	Périmètre (m)	Le rayon hydraulique	Froude	Régime
P85	56,92	4,02	2,55	14,15	10,21	1,39	0,97	Fluvial
P68	56,92	4,05	2,54	14,07	10,18	1,38	0,98	Fluvial
P63	56,92	4,05	2,54	14,07	10,18	1,38	0,98	Fluvial
P61	56,92	4,53	2,35	12,57	9,65	1,30	1,13	Torrentiel
P55	56,92	4,61	2,32	12,34	9,56	1,29	1,16	Torrentiel
P49	56,92	4,70	2,29	12,11	9,48	1,28	1,19	Torrentiel
P47	56,92	4,82	2,25	11,81	9,36	1,26	1,23	Torrentiel
P46	56,92	4,42	2,39	12,88	9,76	1,32	1,10	Torrentiel
P44	56,92	4,53	2,35	12,57	9,65	1,30	1,13	Torrentiel
P41	56,92	4,53	2,35	12,57	9,65	1,30	1,13	Torrentiel
P32	56,92	4,26	2,45	13,35	9,93	1,34	1,05	Torrentiel
P21	56,92	4,88	2,23	11,66	9,31	1,25	1,25	Torrentiel
P20	56,92	4,76	2,27	11,96	9,42	1,27	1,21	Torrentiel
P18	56,92	4,67	2,3	12,19	9,51	1,28	1,18	Torrentiel
P13	56,92	4,39	2,4	12,96	9,79	1,32	1,09	Torrentiel
P9	56,92	4,29	2,44	13,27	9,90	1,34	1,06	Torrentiel
P8	56,92	4,21	2,47	13,51	9,98	1,35	1,03	Torrentiel
P7	56,92	4,14	2,50	13,75	10,07	1,37	1,00	Fluvial
P4	56,92	4,05	2,54	14,07	10,18	1,38	0,98	Fluvial
P1	56,92	4,02	2,55	14,15	10,21	1,39	0,97	Fluvial

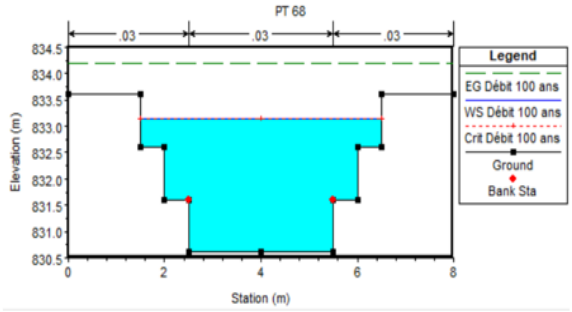
L'ensemble des sections transversales des profils est présenté dans la suite des figures ci-après :



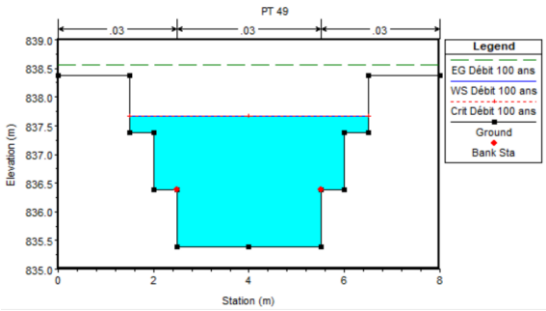
Profil n° 85



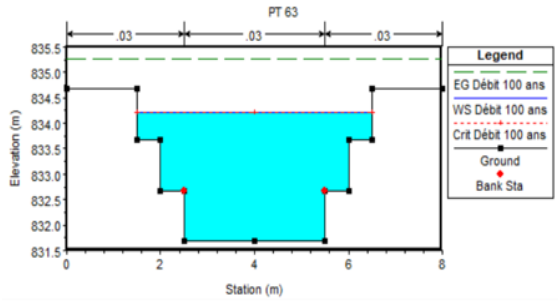
Profil n° 55



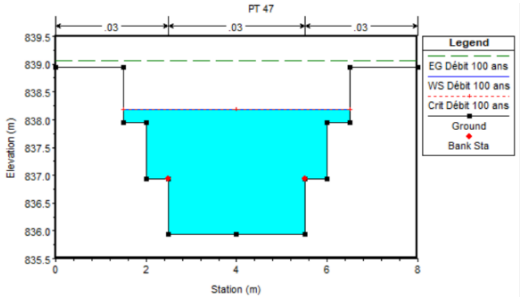
Profil n° 68



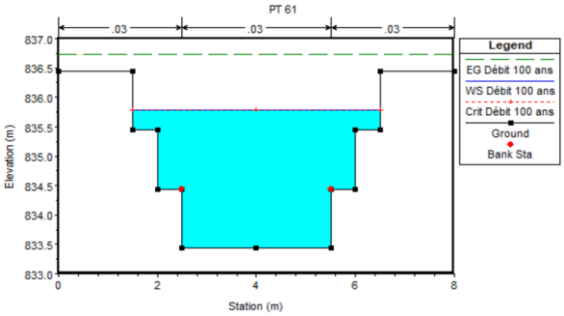
Profil n° 49



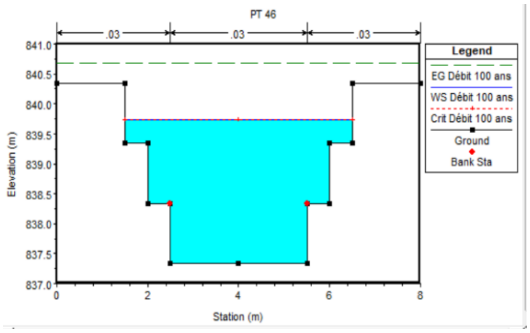
Profil n° 63



Profil n° 47

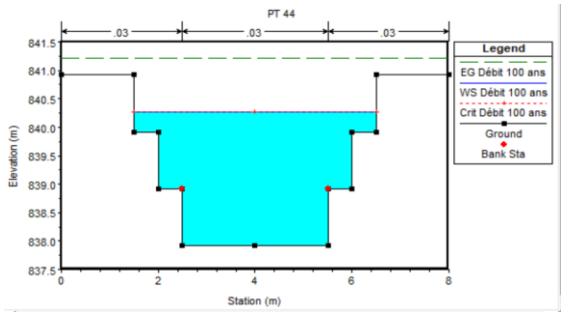


Profil n° 61

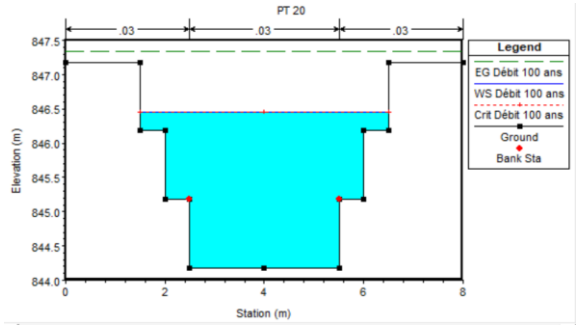


Profil n° 46

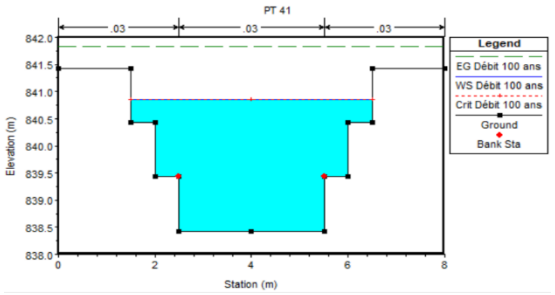
Figure IV- 3 : Vues en travers des différents profils – Variante 2



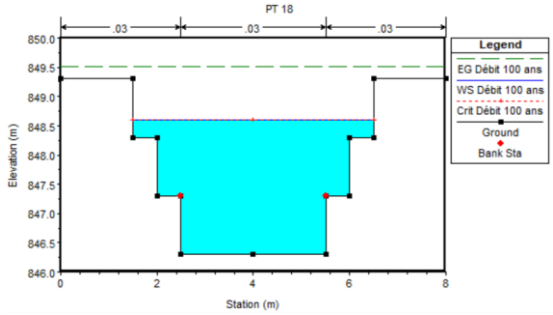
Profil n° 44



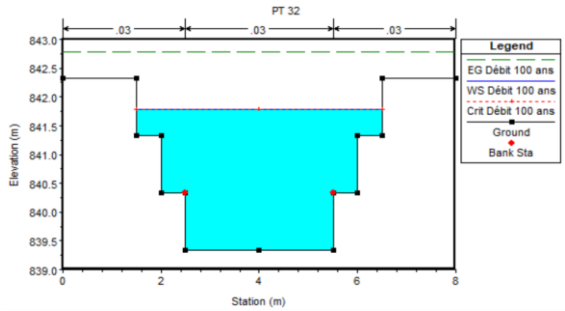
Profil n° 20



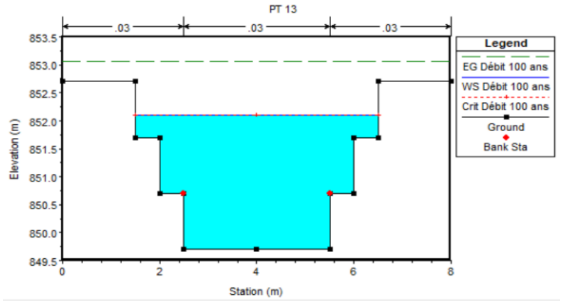
Profil n° 41



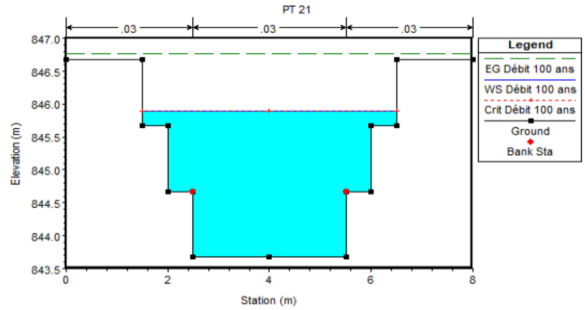
Profil n° 18



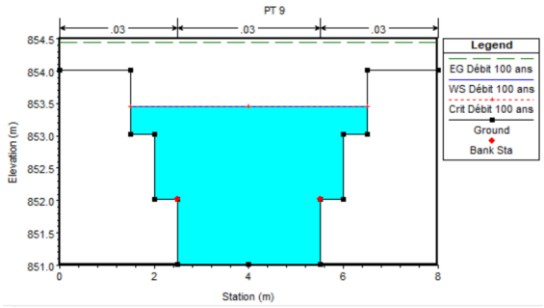
Profil n° 32



Profil n° 13

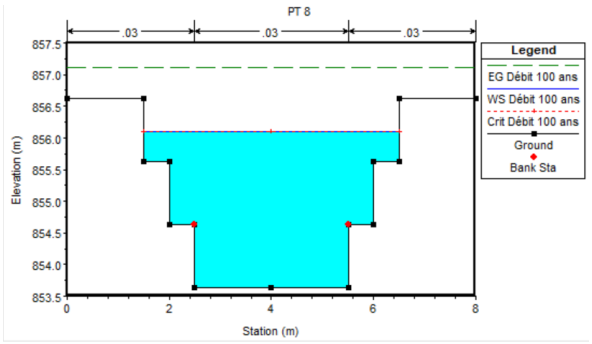


Profil n° 21

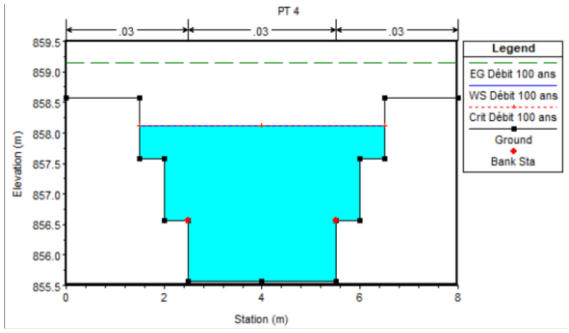


Profil n° 9

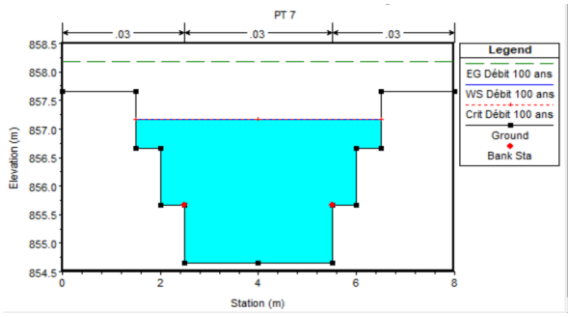
Figure IV- 3: Vues en travers des différents profils – Variante 2 (suite)



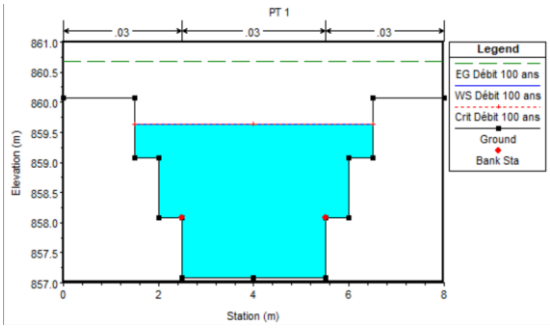
Profil n° 8



Profil n° 4



Profil n° 7



Profil n° 1

Figure IV- 3: Vues en travers des différents profils – Variante 2 (suite et fin)

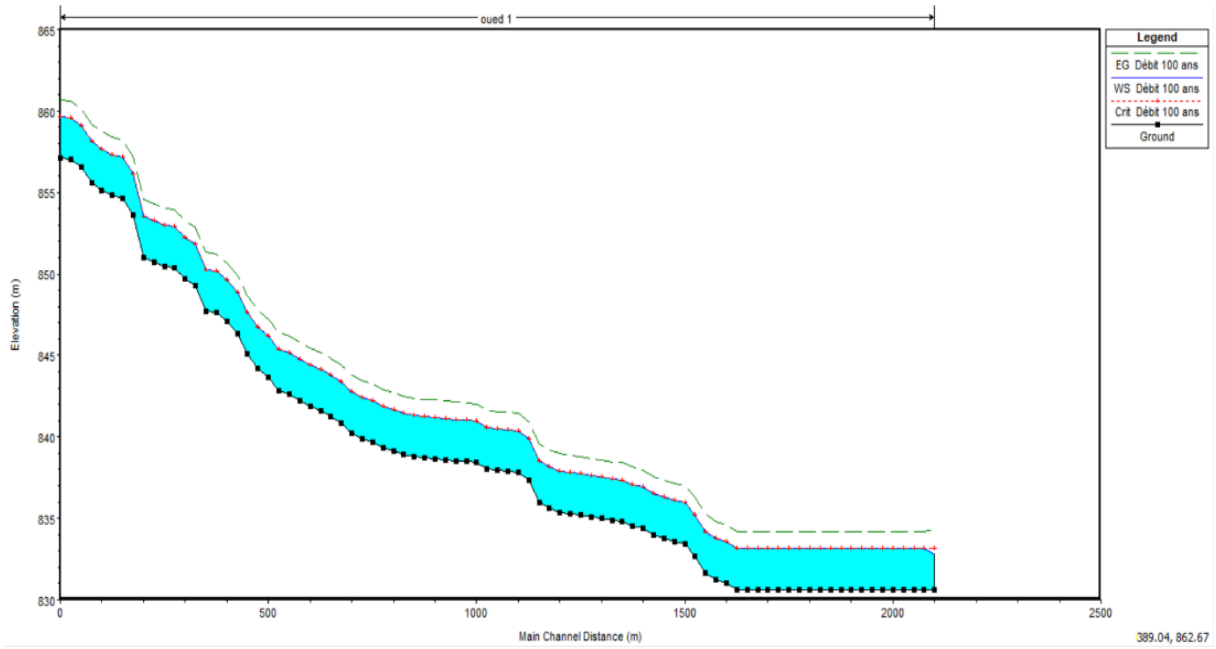


Figure IV- 4: Profil en long après l'aménagement d'oued Ouled Maaref – Variante 2 (Protection avec canal en gabions)

IV.3.2.4 Evaluation des quantités et des coûts de la deuxième variante :

Le but du présent devis estimatif et quantitatif est de nous permettre de chiffrer les volumes de travaux nécessaires ainsi que le coût prévisionnel de l'aménagement proposé, qui porte entre autres sur les volumes en terrassement calculés par logiciel HEC-RAS, aussi les structures de protection en gabions.

Trois dimensions de gabions ont été retenues pour ce projet afin de répondre aux différentes contraintes techniques et exigence du site :

1,5 m × 1 m × 1 m

1 m × 1 m × 1 m

0,5 m × 1 m × 3 m

Le tableau ci-après présente la quantification estimative des différentes fourniture et travaux à réaliser pour réaliser l'aménagement.

Tableau IV- 10: Quantification des travaux et évaluation des coûts de la variante n°2

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	25 789,08	300	7 736 724,00
	Remblai	m^3	9811,55	250	2 452 888,55
Gabions (pose et remplissage)		m^3	31 500,00	5500	173 250 000,00
Montant Total HT					183 439 612,60

IV.4 Critères de choix des variantes :

La sélection de la variante qui sera mise en œuvre se fera après l'analyse des plusieurs critères :

- **L'efficacité hydraulique :** il s'agit de mesurer le potentiel d'amélioration que pourraient apporter les mesures.
- **Faisabilité technique :** prendre en compte les contraintes du site et les conditions géologiques, géotechniques, géométriques du site afin de faciliter la réalisation des travaux.
- **Coût de réalisation et d'entretien :** La campagne devra permettre d'évaluer les investissements nécessaires à la construction de chacune des variantes, y compris leurs coûts d'entretien plus ou moins importants à moyen et long termes.
- **La durabilité et la pérennité de l'ouvrage :** la résistance dans le temps des ouvrages à la sollicitation hydraulique et environnementale.

- **Intégration environnementale :** intégration paysagère et sonore du projet au milieu naturel, impact des travaux sur la faune et la flore, impact sur la qualité du paysage.
- **Flexibilité et adaptabilité :** capacité de la solution à évoluer avec les besoins dans le temps et notamment, les évolutions liées à l'hydrologie (notamment en cas de changements d'urbanisme, de tâches en cas de changement climatique…).

L'analyse de ces critères permettra une comparaison objective et une justification du choix de la variante retenue en entre les différentes variantes.

IV.5 Analyse comparative entre variantes et justification du choix :

Une analyse comparative a été réalisée selon divers critères technico-économiques : au niveau de la stabilité, les deux variantes assurent des niveaux de garantie satisfaisants. Le canal en béton armé fait face à des vitesses d'écoulement élevées avec des caractéristiques rigides.

Cependant, du point de vue économique, la solution en gabions s'avère nettement plus avantageuse, car elle mobilise des matériaux locaux, nécessite moins de mise en œuvre lourde et entraîne une nette baisse des coûts globaux du projet. Elle offre également une certaine facilité d'entretien et un meilleur ancrage environnemental, ce qui n'est pas sans importance dans la zone de notre étude.

❖ **Justification du choix :**

En considérant les éléments mentionnés, et en tenant compte des contraintes préalablement soulevés sur les objectifs de coût, de durabilité et de fonctionnalité, nous avons retenu la variante à murs en gabions comme choix en tant que variante garantissant la stabilité requise, mais aussi par rapport le cout calculé précédemment : il s'agit bien de la solution la plus efficace pour l'aménagement prévu.

IV.6 Conclusion :

La mise en évidence du caractère naturel du lit de la rivière a été l'élément fondamental du choix du profil trapézoïdal qui, pour répondre à la morphologie du site. La solution retenue a été de traiter l'oued sous forme de canal en gabions, qui permet de stabiliser les berges et d'éviter les débits de crue élevées. Cette solution est la plus pertinente d'un point de vue technique et économique.

CHAPITRE V

Organisation de chantier

V.1 Introduction :

L'importance du chantier à la réussite du projet de construction ou d'aménagement hydraulique est une étape essentielle, l'organisation du chantier, qui consiste à planifier, coordonner et gérer de façon optimale l'ensemble des ressources humaines, matériels et financiers mis en œuvre in situ pour assurer de l'exécution des prestations dans le cadre de l'optimum des exigences du marché, des normes de sécurité, et du cahier des charges, avec un haut niveau de qualité, de sécurité et de performance technique.

Ce chapitre présente, l'organisation de chantier, à travers les différentes étapes du projet la mise en place d'un planning général des travaux par le biais du diagramme de Gantt, avec l'usage du réseau à nœud pour représenter les relations de dépendance entre les activités et compléter l'information donnée par le chemin critique du projet. Le but de ce chapitre est une aide à la gestion proactive de chantier, qui doit assurer le respect des délais avec un haut niveau de qualité, de sécurité et de performance technique.

V.2 Installation du chantier :

V.2.1 Rôle de la mise en œuvre du chantier :

La mise en œuvre du chantier regroupe l'ensemble des dispositifs provisoires, à l'exception évidente des équipements de construction permanente, à la bonne conduite du chantier. On peut présenter plusieurs fonctions à savoir :

- Assurer la bonne organisation logistique du chantier ;
- Garantir des conditions de travail sûres et optimales pour le personnel ;
- Garantir le stockage et la protection du matériel, des équipements, des engins ;
- Faciliter l'accès au chantier et la circulation interne ;
- Satisfaire aux obligations légales en matière de sécurité, d'hygiène, d'environnement ;

Une mise en œuvre de chantier bien pensée contribue dès lors à la bonne tenue des délais, à la bonne maîtrise des coûts, à la bonne exploitation des ressources et à la sécurité générale du projet.

V.2.2 Plan d'installation du chantier :

Dans le cadre de l'établissement du (PIC), il est proposé une synthèse des caractéristiques du site de Ouled Maaref. Y sont ainsi mentionnés la topographie, les accès existants, l'environnement immédiat ainsi que les contraintes climatiques.

Le PIC est composé de :

- **Accès et circulation :** voie principale de circulation des engins lourds et voie secondaire de circulation des travailleurs ;
- **Zone administrative :** bureau de chantier préfabriqué, vestiaires, sanitaires, locaux de premiers secours ;
- **Zone de stockage :** zones de stockage des matériaux (gabions pour notre cas) sécurisées par clôture;
- **Zone technique :** aire de stationnement et de maintenance des engins ;
- **Raccordements provisoires :** eau, électricité, accompagnement des eaux usées ;
- **Sécurité :** clôture périphérique, panneaux de signalisation appropriés, extincteurs, plan d'évacuation.

Le PIC doit pouvoir évoluer au rythme de l'avancement des travaux qui se déroulent selon les trois grandes phases de préparation, terrassements, pose de structures hydrauliques, finitions.

V.3 Analyse des interactions entre les partenaires d'une opération :

La réussite d'un projet d'aménagement hydraulique tel que celui de Ouled Maaref repose sur un dialogue très étroit entre les différents partenaires associés dans l'opération. Il nous semble en effet qu'il y a une place primordiale à donner à l'analyse des relations entre tous ces acteurs, tant pour faciliter la coordination de leur action que pour limiter les risques de conflits et garantir l'atteinte des objectifs de qualité, coûts, délais.

Les partenaires distingués sont principalement :

V.3.1 Le Maître de l'Ouvrage :

Représentant du commanditaire du projet (exemple : commune d'Ouled Maaref ou autorité hydraulique), il définit les besoins, en assure le financement et valide les grandes options du projet, et les choix peuvent relever de ses orientations stratégiques.

V.3.2 Le Maître d'Œuvre :

Il assure la conception technique, de l'élaboration des plans, du suivi de la réalisation, du contrôle qualité et assurant le lien entre le maître d'ouvrage et les entreprises.

V.3.3 L'entrepreneur :

Elle sera chargée de l'exécution des travaux selon les plans et le cahier des charges avec les ressources humaines, matérielles et financières nécessaires.

V.4 Dispositif logistique et technique mobilisées pour le chantier :

V.4.1 Les ressources humaines :

La mobilisation des moyens humains pour l'exécution du projet, qui est une des clés de la qualité et du respect des délais. Les travaux nécessiteront un personnel qualifié, réparti selon leurs spécialités et compétences, et ce, pour les études préalables, comme pour la phase de réalisation proprement dite du chantier. L'équipe est composée de :

- **Ingénieurs :** en charge du suivi général, du contrôle qualité et de l'adaptation technique des solutions sur le terrain ;
- **Conducteurs de travaux et chefs de chantier :** chargés de la coordination au jour le jour, de l'organisation des équipes et de la logistique ;
- **Techniciens spécialisés :** sur les phases précises du nivellement, du montage des ouvrages hydrauliques ou du compactage ;
- **Ouvriers spécialisés :** sur les opérations de terrassement, de pose des structures (gabions) et de finition ;
- **Aides et manœuvres :** réalisant des opérations de transport, nettoyage et approvisionnement en matériaux.

L'organisation humaine est réalisée de façon à s'adapter à chaque phase du chantier et garantir ainsi la meilleure efficacité à chaque instant.

V.4.2 Les équipements :

Les travaux d'aménagement nécessitent un ensemble d'équipements adapté à la nature des travaux à effectuer. En fonction des caractères techniques de chaque engin, de sa puissance, de son rendement, de son adéquation avec le type d'intervention demandée, chaque machine sera choisie. Trois catégories principales de matériel se distinguent :

- **Matériel de préparation du site :** Le nettoyage et la mise en état de l'emprise des travaux (enlèvement des éléments s'opposant à la réalisation, débroussaillage) sont réalisés par des bulldozers, des pelles mécaniques, des camions bennes et des chargeuses frontales.
- **Matériel de terrassement :** La mise au profil du canal et la réalisation des déblais/remblais mobilisent des pelles hydrauliques, des dumpers pour le transport de matériaux, des bouteurs, des niveleuses pour le réglage des surfaces.

- **Matériel de compactage :** Pour la mise en œuvre des remblais en profondeur et la stabilisation des berges de l'oued évitant les risques de tassement, des compacteurs à pieds de mouton sont utilisés, complétés par des rouleaux lisses pour la finition des surfaces.

Chaque engin est intégré dans un plan d'intervention prenant en compte le séquencement des travaux dans l'objectif d'optimiser leur usage, réduire les temps de latence et assurer une continuité entre les différentes phases.

Tableau V- 1: Matériels mécaniques au service du chantier d'aménagement de l'oued

Type d'engin	Phase des travaux concernés	Utilisation	Image d'engin
Pelle hydraulique	Terrassement du lit d'oued	Déblaiement et profilage des berges	
Bulldozer	Préparation du site	Dégagement du terrain, nivellement générale	
Camion benne	Terrassement et évacuation	Transports de déblais, acheminement des matériaux	
Chargeuse sur pneus	Préparation et manutention	Chargement de déblais, transport de matériaux sur site	

Niveleuse	Terrassement de précision	Réglage et finition des pentes	
Compacteur à pied de mouton	Compactage des remblais	Consolidation des berges et fondation	
Rouleau lisse	Finition du compactage	Compactage de surface pour assurer la stabilité	
Bétonnière mobile	Construction des structures en béton	Préparation locale du béton pour les ouvrages de soutènement	
Treuil ou Grue légère	Pose des gabions	Installation des cages de gabions en zone difficiles	

V.5 Déroulement des travaux :

Les travaux d'aménagement hydraulique de l'oued à Ouled Maaref se dérouleront en plusieurs phases :

- **Installation du chantier :** mise en place des équipements et aménagement du site ;
- **Décapage et ouverture des accès :** enlèvement de la terre végétale et création des pistes pour les engins ;

- **Excavation :** réalisations des fouilles nécessaires, que ce soit pour le canal ou pour les fondations des gabions ;
- **Compactage :** renforcement du sol pour garantir la stabilité des ouvrages ;
- **Mise en œuvre du béton :** préparation et coulage du béton au moyen de méthodes spécifiques (pour les bases des gabions) ;
- **Bétonnage :** application des techniques propre au bétonnage ;
- **Démantèlement du chantier :** retrait de l'ensemble des installations et remise en état du site ;

V.6 Devis quantitatif et estimatif :

Le devis quantitatif et estimatif repose sur un métré précis des quantités de travaux nécessaires, et se complète d'une estimation des prix unitaires applicables au marché local. Chaque poste se retrouve décrit avec sa désignation, son unité de mesure, la quantité estimée, le prix unitaire (hors taxes) et le montant résultant. La TVA au taux de 19 % est alors appliquée pour parvenir au montant total toutes taxes comprises (TTC).

Le tableau V- 2 ci-après donne le détail du devis la variante retenue :

Tableau V- 2: Analyse Quantitative des Travaux

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	25 789,08	300	7 736 724,00
	Remblai	m^3	9 811,55	250	2 452 888,55
Gabions (pose et remplissage)		m^3	31 500,00	5500	173 250 000,00
Montant Total HT					183 439 612,60
TVA 19 %					34 853 526,39
Montant Total TTC					218 293 139,00

V.7 Sécurité de travail :

V.7.1 Identification des dangers :

- Risques de renversement des engins de chantier sur des terrains accidentés.
- Risques de collision avec un autre engin sur le chantier.
- Risques d'obstacles inattendus lors du creusement de tranchées.
- Risques dus à la vibration du corps entier de l'opérateur.
- Contraintes physiques liées à la posture du travailleur souvent inconfortable sur un terrain accidenté.

- Mouvement des engins à l'intérieur du chantier.
- Danger de contact accidentel avec des lignes électriques aériennes.
- Exposition à des conditions climatiques extrêmes (chaleur, froid, pluie, vent).
- Risque de la chute lors de la descente de l'opérateur des engins.

V.7.2 Mesures de sécurité collective :

V.7.2.1 Sécurisation des engins :

- Le poste de conduite doit être aménagé ergonomiquement, et le siège doit être adapté.
- Des marches antidérapantes et des poignées doivent faciliter l'accès à la cabine.
- La cabine est phonétiquement isolée, et dotée de la climatisation.
- Les engins doivent être régulièrement contrôlés, afin de garantir leur bon fonctionnement.

V.7.2.2 Sécurisation du site :

- Choix des engins adaptés aux tâches à réaliser.
- Les voies de circulation doivent être maintenues en bon état sur le chantier.
- Des dispositifs de signalisation appropriée et un balisage doivent marquer les zones à risque.
- Un schéma de circulation est mis en place.
- Des consignes spécifiques à la sécurité des conducteurs d'engins doivent être établies.

V.7.3 Mesures de protection individuelle :

- Des précautions sont prises en matière de prévention des troubles professionnels, notamment le choix de l'équipement, et l'amélioration des conditions de travail.
- Le port de la ceinture lombaire est obligatoire, afin de prévenir les troubles musculo-squelettiques dus à des efforts physiques.
- Port obligatoire du gilet de haute visibilité, catégorie II pour la sécurité des travailleurs qui évoluent à proximité des zones de circulation.

Tableau V- 3: les matériels de protection individuelle obligatoires

Equipement de Protection Individuelle (EPI)	Utilisation du matériel	Objectif de protection	Image du matériel
Casque de protection	Travaux à proximité d'engins, risque de chute d'objets	Protection de la têtes contre les chocs	
Chaussures de sécurité	Déplacement sur sol irrégulier ou boueux	Évitent les blessures aux pieds causées par des chutes d'objets, de glissades ou sur des terrains.	
Gants de protection	Travaux de manutention, contacts avec des matériaux rugueux ou tranchantes	Protection des mains et bras : coupures, abrasions et vibrations	
Lunettes de protection	Travaux de creusement ou en cas de projection de particules	Protection des yeux contre les projection et les poussières	
Protection auditive (bouchons)	Conduite d'engins dans un environnement bruyante	Protection de l'audition lors du bruit	

Protection de corps	Travailler en extérieur sous des conditions météorologiques variées (pluie, froid, vent)	Prévoir des protections contre les risques thermiques et d'humidité	

V.8 Planification détaillée des travaux :

V.8.1 Définition de la planification :

La planification, c'est la manière dont il est nécessaire d'organiser, de structurer, de chronologie la série d'activités composant la réalisation du projet, en fonction de leurs relations et de leurs priorités. Elle permet de déterminer leur ordre logique, d'en estimer la durée et d'adjoindre les moyens nécessaires à un bon fonctionnement du chantier dans les délais définis. En effet, au sein de projets d'aménagement hydraulique comme ceux à réaliser pour construire des canaux en gabions, la planification est nécessaire pour conclure entre les équipes partenaires, évaluer l'avancement, et contrôler les budgets. En garantissant l'atteinte des objectifs, elle est un outil d'aide à la décision pour anticiper les éventuels retards et ajuster les moyens

V.8.2 Méthodes fondées sur les réseaux :

V.8.2.1 Principe générale des méthodes réseau :

Le principe général des méthodes réseau est de représenter un système complexe à l'aide d'un certain nombre de nœuds raccordés par des flèches de manière à modéliser des relations, des flux ou des processus. Les caractéristiques du système ainsi représenté permettent d'analyser et d'optimiser ensuite ses performances (recherche des chemins, contraintes des flux réalisés, interactions dans la dynamique du processus étudié…). Ces méthodes sont couramment utilisées pour résoudre des problèmes de planification, de transport, de distribution, d'allocation des ressources, ou encore de gestion des flux.

V.8.2.2 Différents types de réseau :

On peut distinguer deux types de représentations dans les méthodes réseaux ; le réseau à flèches et le réseau à nœuds.

Le réseau à flèches : l'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds. Donc dans le réseau à flèches, l'opération est représentée par une flèche alors que le nœud indique la liaison entre les opérations. **(Benlaoukli 2004)**

Ce type est utilisé en particulier dans la méthode PERT où l'on voit bien les relations entre activités grâce à la liaison des flèches.

Le réseau à nœuds : l'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches. Dans le réseau à nœuds l'opération est mentionnée dans le nœud, et la flèche indique la relation entre les opérations. **(Benlaoukli 2004)**

Ce type est utilisé dans la méthode CPM, car elle permet une lecture plus simplifiée et est plus facile à mettre à jour lors des modifications apportées au projet.

V.8.2.3 Phases de construction d'un réseau :

Les étapes générales d'une construction de réseau sont habituellement :

1- **Un travail d'identification des tâches ou opérations :** Consistera à recenser l'ensemble des tâches, activités ou processus qui constituent le système ou le projet à modéliser et à analyser.
2- **Un travail de définition des relations et dépendances :** Consiste à déterminer l'ordre d'exécution en repérant les liaisons entre tâches, notamment en repérant les antériorités et dépendances.
3- **Choix du type de réseau :** Choisir entre un réseau à flèches ou un réseau à nœuds selon la méthode retenue (PERT, CPM, etc.).
4- **Représentation graphique :** Décrire les graphes partiels, puis les regrouper en traçant les nœuds et les flèches en tenant compte des dépendances, en veillant à la cohérence et à la lisibilité du schéma.
5- **Vérification et validation :** S'assurer que toutes les tâches sont bien représentées et que les relations respectent bien la logique du processus à représenter

V.8.2.4 Les méthodes basées sur le réseau :

Parmi les nombreuses méthodes les plus utilisées pour la gestion et la planification du projet on distingue les suivantes :

La méthode CPM (Critical Path Method) : est une technique permettant la détermination du chemin critique soit cette séquence d'activités qui détermine la durée minimale du projet. En

définissant ces tâches critiques la méthode CPM aide à optimiser la durée du projet et à affecter correctement les ressources.

La méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique) : est lorsqu'elle est principalement utilisée dans les projets où les durées des tâches sont incertaines. Cette méthode P.E.R.T fait appel aux estimations probabilistes (optimiste, pessimiste et la plus probable) pour calculer une durée moyenne et ainsi mieux gérer le risque de non-respect des délais.

C'est-à-dire, il s'agit d'une technique de gestion des tâches et de contrôle des programmes qui consiste, après avoir représenté en forme de réseau plusieurs tâches, à les ordonnancer chronologiquement et en tenant compte de leurs relations de dépendance, qui contribuent toutes à obtenir le produit fini souhaité. **(Benlaoukli 2004)**

La méthode PDM (Precedence Diagram Method) : dite « méthode des antécédences » qui représente les tâches sous forme d'un nœud et les relations entre-elles par une flèche. Le PDM est plus flexible car permettant différents types de liaisons (fin-début, début-début, fin-fin), il favorise non seulement la planification détaillée mais aussi le suivi de projets.

V.8.3 Méthodes fondées sur le graphique :

Il existe différents types de méthodes graphiques pour représenter le déroulement d'un projet. Ces méthodes sont appropriées pour suivre et contrôler les délais par une lecture simple et immédiate.

La méthode linéaire : ou la méthode de la ligne d'équilibre est plutôt l'outil des projets ; elle mesure l'avancement des différentes tâches suivant leur position géographique ou séquentielle, afin de mieux contenir le rythme et les rapports entre les équipes.

La méthode à barres : la plus courante, présente les tâches sous forme d'une barre horizontale sur un calendrier. La longueur de la barre indique la durée de l'activité. L'ensemble du diagramme permet ainsi de visualiser les chevauchements, les séquences, les périodes critiques. Elle est simple efficace et se trouve utilisée à toutes les phases de planification et de contrôle du projet.

V.8.4 Démarche de la planification :

Pour préparer un projet, il faut travailler l'organisation autour de certaines étapes fondamentales:

- **La Récupération des Données :** on va rassembler toute l'information utile relative aux objectifs projetés, aux moyens disponibles et aux contraintes du projet.
- **Le Découpage du Projet :** le projet est découpé dans des tâches élémentaires faciles à planifier et à contrôler
- **L'identification des relations entre les opérations :** on va spécifier les enchaînements entre les différentes tâches dans le but

V.8.5 Sélection de la méthode de planification :

Le choix de la méthode de calcul dépend en premier lieu de la nature même de l'ouvrage à réaliser. A ce moment, où les différentes opérations s'effectuent les unes après les autres, on peut s'aviser d'utiliser la méthode C.P.M., la mieux adaptée pour ce genre d'organisation.

V.8.5.1 Les variables essentielles pour l'exécution de la méthode C.P.M :

La méthode C.P.M. fait appel à plusieurs paramètres – les suivants notamment : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT, qui sont définis par :

TR : Temps de réalisation de l'opération ;
DCP : Date de commencement au plus tôt ;
DCPP : Date de commencement au plus tard ;
DFP : Date de finition au plus tôt ;
DFPP : Date de finition au plus tard ;
MT : Marge totale qui est le temps disponible pour que l'opération peut être réalisée sans compromettre le planning global ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Les rapports fondamentaux entre ces paramètres sont les suivants :

- **Pour le calcul allé :**

$$DFP_i = DCP_i + TR \qquad \textbf{(V .1)}$$

$$DCP_j = DFP_i \qquad \textbf{(V .2)}$$

- **Pour le calcul retour :**

$$DCPP_i = DFPP_i - TR \qquad \textbf{(V .3)}$$

$$DCPP_j = DFPP_i \qquad \textbf{(V .4)}$$

V.8.5.2 Le chemin critique (C.C) :

Le chemin critique désigne la succession d'opérations qui est à l'origine de la durée totale requise pour la réalisation du projet (DTR, durée totale de réalisation). Il unit toutes les tâches dont la marge totale est nulle (MT = 0), en d'autres termes, celles qui admettent zéro retard sous peine de retard du projet à sa date d'achèvement.

Pour la mise en évidence du chemin critique, il est nécessaire de vérifier les deux conditions suivantes :

- MT = 0 (marge totale nulle) ;
- Σ tr (au cœur du chemin critique) = DTR (la somme des temps de réalisation des tâches critiques est égale à la durée totale du projet) ;

V.8.6 Le diagramme de Gantt :

C'est un outil graphique qui permet de rendre visible, à l'attention de l'ensemble des acteurs du projet, le planning des opérations envisagées au sein de la démarche. Il délivre une vision d'ensemble sur les moyens et les temps de réalisation pour chaque tâche, sur les chemins critiques et sur le cheminement global par l'intermédiaire du positionnement temporel de chaque tâche et de sa durée.

Le diagramme de Gantt constitue, dans le cadre de la méthode C.P.M., les atouts suivants :

- Leur simplicité, dès lors qu'elles montrent de manière explicite les dates de début et de fin de chaque activité.
- La capacité à mettre en lumière le chemin critique en distinguant, d'une part, les tâches critiques (sans marge) et, d'autre part, les tâches non critiques (avec marge).

- Leur aptitude à suivre l'avancement du projet en comparant le versant "effectif" à celui "prévisionnel" pour un indicateur donné

Pour élaborer le réseau, il faut d'abord repérer l'ensemble des opérations à réaliser. Ces opérations sont répertoriées et présentées dans le tableau (V- 3) ci-joint :

Tableau V- 4: Description des phases d'exécution du projet avec durée estimées

N°	Code	Opérations	tr
1	A	Mise en place des installations sur chantier	15
2	B	Travaux de terrassement et modelage du tracé du canal	90
3	C	Préparation du lit	30
4	D	Pose des gabions sur le radier (fond du canal)	45
5	E	Pose des gabions latéraux	40
6	F	Vérification de la stabilité et du bon écoulement	18
7	G	Remblaiement autour des parois du canal	25
8	H	Travaux de finition	15
9	I	Démobilisation et clôture du chantier	7

Le tableau suivant précisant les liens d'enchaînement entre les différentes opérations, en indiquant pour chacune les tâches qui la préparent et celles qui lui succèdent.

Tableau V- 5: Structuration logique de la succession des travaux planifiés

Opération	Précède	succède
A	B	-
B	C, D, E, F	A
C	G	B
D	G	B
E	G	B
F	G	B
G	H	C, D, E, F
H	I	G
I	-	H

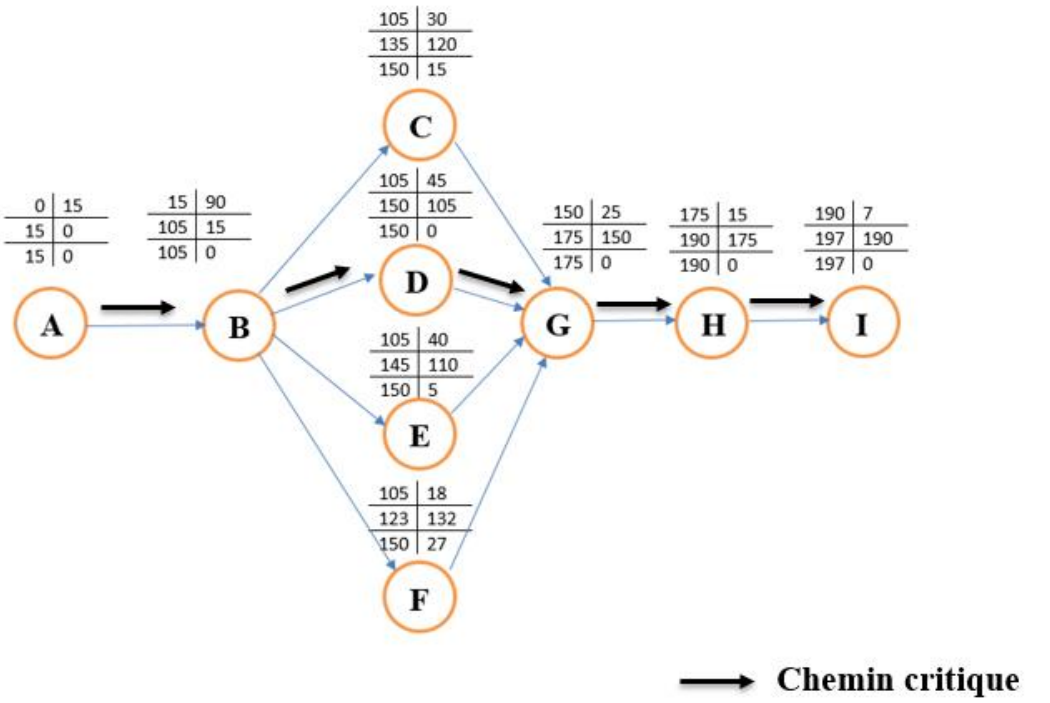


Figure V- 1: Représentation graphique en réseau à nœuds

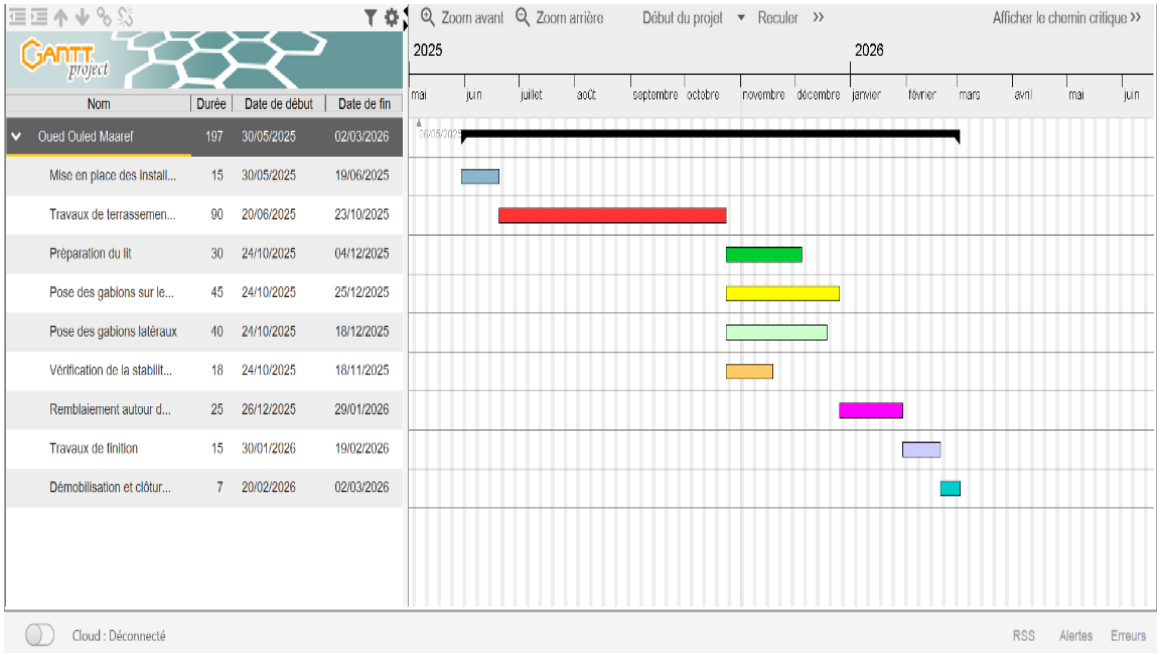


Figure V- 2: Diagramme de Gantt des travaux d'aménagement d'oued Ouled Maaref

V.9 Conclusion :

Lors de la préparation du chantier, la mise en place d'une organisation s'avère indispensable, pour plusieurs raisons : planification des ouvrages à réaliser en volume, planification dans le temps de l'enchaînement des tâches pour optimiser les opérations, et maîtrise du coût prévisionnel du projet. L'organisation de l'aménagement de l'oued Ouled Maaref a intégré des prévisions du coût total de l'ordre de 218 293 139 DA, sur une période de 197 jours (environ 6 mois et 2 semaines) .

Conclusion générale

Le problème des inondations en milieu urbain constitue un véritable défi, notamment les territoires vulnérables comme la ville Ouled Maaref. Dans ce sens, ce mémoire a été mené dans un cadre préventif et d'exploitation durable des crues à travers l'étude de l'oued Ouled Maaref dont les débordements constituent une menace répétitive pour la vie des habitants et les infrastructures qui les abritent.

Pour proposer un système de protection adapté, nous avons entrepris une analyse précise du bassin versant. Le travail de l'analyse cartographique a permis d'en relever notamment les particularités relatives à la topographie. Dans le même ordre d'idée, l'analyse hydrologique a permis d'estimer le débit de crue centennal à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de protection.

Les modèles numériques de terrain ont été produits à partir des données topographiques et utilisés dans le logiciel HEC-RAS pour simuler les écoulements lors des crues, identifier les zones vulnérables, évaluer les débordements éventuels pour l'état actuel du lit de l'oued.

À partir des résultats d'études et d'une analyse technico-économique a été proposé un aménagement hydraulique, créant un canal en gabions, qui assure la stabilité et la capacité d'évacuation lors d'une crise majeure. Les caractéristiques du canal, d'une hauteur de 3 mètres pour une largeur de fond de 3 m, permettent une maîtrise satisfaisante de l'écoulement.

Le coût total de ce projet remet un montant estimé d'environ 218 293 139,00 dinars algériens et une durée prévisionnelle de mise en œuvre de 6 mois et demi. Le projet, bien piloté, devra apporter une réponse pérenne à la problématique de l'inondation à Ouled Maaref et améliorer la résilience de la ville face aux aléas climatiques.

Finalement, ce travail constitue une contribution tant technique que méthodologique à la gestion des risques d'inondation en milieu urbain, et ouvre aussi la voie à des études plus élaborées, à un aménagement global alliant protection hydraulique, urbanisme et sensibilisation citoyenne.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Armando Lencastre. « Hydraulique générale », Eyrolles éditeurs. Paris(1999). [en ligne]. [Consulté le 13 Avril 2025].

BENDJOUDI, Hocine et HUBERT, Pierre, 2002. Le coefficient de compacité de Gravelius: analyse critique d'un indice de forme des bassins versants. *Hydrological Sciences Journal*. décembre 2002. Vol. 47, n° 6, pp. 921-930. DOI 10.1080/02626660209493000.

BENLAOUKLI, Bachir, 2004. Organisation de chantier, la planification des travaux les MMO. . 2004.

Chanson, H. (2004). Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Elsevier. [en ligne]. [Consulté le 10 Mai 2025].

DEGOUTTE, G. et FRY, J.J., 2002. *Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi = Small dams: guidelines for design, construction and monitoring* [en ligne]. 2002. Cemagref Editions. Disponible à l'adresse : https://hal.inrae.fr/hal-02580482 [Consulté le 10 Mai 2025].

EL MAHI, Aicha, MEDDI, Mohamed et BRAVARD, Jean Paul, 2012. Analyse du transport solide en suspension dans le bassin versant de l'Oued El Hammam (Algérie du Nord). *Hydrological Sciences Journal*. novembre 2012. Vol. 57, n° 8, pp. 1642-1661. DOI 10.1080/02626667.2012.717700.

FAYE, Cheikh, 2018. Caractérisation d'un bassin versant par l'analyse statistique des paramètres morphométriques: cas du bassin versant de la Gambie.(bassin continental Guineo-Sénégalais). [en ligne]. 2018. Disponible à l'adresse : https://rivieresdusud.uasz.sn/handle/123456789/324 [Consulté le 15 mars 2025].

RESCH, F. J. et LEUTHEUSSER, H. J., 1971. Mesures de turbulence dans le ressaut hydraulique. *La Houille Blanche*. 1 janvier 1971. Vol. 57, n° 1, pp. 17-31. DOI 10.1051/lhb/1971001.

Bureau of Reclamation (USBR), Design of Small Canal Structures, 1978. [en ligne]. [Consulté le 15 Avril 2025].

REFERENCES SITOGRAPHIQUES

Climate Information Portal. *Climate Information Portal*. [en ligne]. [s.l.] : CIP, 2024. Disponible sur : https://climateinformation.org/

EUROPEAN CLIMATE ASSESSMENT & DATASET. *European Climate Assessment & Dataset*. [en ligne]. KNMI/Global partners, 2024. Disponible sur : https://www.ecad.eu/

WATERGAP. *WaterGAP Global Hydrology Model*. [en ligne]. [s.l.] : WaterGAP, 2024. Disponible sur : https://www.watergap.org/

FLUXNET. *FLUXNET: Global network of ecosystem flux towers*. [en ligne]. Berkeley/ORNL, 2025. Disponible sur : https://fluxnet.org/

SPACE4WATER / WMO. *WMO Hydrological Observing System Portal*. [en ligne].Genève : WMO, 2024. Disponible sur : https://space4water.org/

ANNEXES

Annexe N°1

Tableau de la série pluviométrique de la station d'Ain Boucif **(Source :** A.N.R.H 1982-2022)

Année	Mois												**ANNUEL**
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	
1982	5,30	14,40	47,70	21,60	0	57,60	8,70	5,70	1,00	0	0	0,60	**162,60**
1983	0	1,30	12,30	15,50	11,40	12,90	11,10	14,40	20,30	5,40	0	0	**104,60**
1984	5,00	14,60	24,30	45,30	82,80	42,90	53,70	0,80	39,40	1,20	0,20	0,20	**310,40**
1985	39,00	13,10	38,40	45,90	93,70	94,20	66,60	30,10	22,30	25,20	0	41,90	**510,40**
1986	50,80	87,30	82,10	58,60	69,10	197,30	13,20	14,50	25,80	23,30	68,00	4,60	**694,60**
1987	28,10	84,40	131,80	101,90	141,00	73,20	55,80	54,30	73,10	38,80	0	4,60	**787,00**
1988	15,60	17,30	45,90	46,80	20,10	39,20	39,50	74,60	12,40	34,20	11,30	18,40	**375,30**
1989	25,00	29,40	49,70	40,20	95,60	1,30	97,50	89,90	51,20	14,00	20,40	1,00	**515,20**
1990	1,10	1,20	5,00	9,40	2,10	30,90	11,90	3,60	2,40	0,20	0	0,70	**68,50**
1991	2,90	11,40	1,00	1,50	4,90	3,40	31,10	61,80	64,00	6,85	1,60	0	**190,45**
1992	2,20	53,80	14,50	42,80	17,45	3,20	1,30	0,70	1,60	13,50	0	0	**151,05**
1993	50,00	0,20	22,00	56,10	30,00	15,00	0	0,20	0,10	0	0,20	0,30	**174,10**
1994	48,00	75,00	22,00	9,00	129,10	16,00	92,00	0	14,00	44,00	6,00	8,00	**463,10**
1995	51,00	5,00	49,30	30,20	106,70	81,10	57,90	69,90	28,50	52,50	18,80	6,20	**557,10**
1996	72,00	28,60	25,40	65,70	62,90	8,20	0	94,50	25,30	11,30	4,20	60,70	**458,80**
1997	38,80	70,60	92,70	63,40	5,80	70,70	5,50	12,30	111,70	0	0	0	**471,50**
1998	53,50	32,50	39,00	29,50	112,60	79,60	8,90	0	15,00	4,40	0	4,20	**379,20**
1999	47,30	29,10	38,80	52,80	1,00	0	12,30	40,50	14,20	0,40	0	0	**236,40**
2000	22,60	44,60	34,00	83,30	150,30	7,80	1,40	33,50	16,20	0	0	6,20	**399,90**
2001	40,60	16,50	23,80	17,40	17,10	19,10	0	5,20	0	9,00	22,40	27,10	**198,20**
2002	6,50	0	120,70	135,30	169,90	62,60	0	16,00	6,40	6,00	12,70	4,20	**540,30**
2003	29,40	87,20	125,80	80,10	33,70	44,50	12,55	70,80	87,40	10,00	0	22,20	**603,65**
2004	13,00	10,70	26,20	60,20	50,00	26,40	25,10	4,00	0	6,00	8,10	0	**229,70**
2005	31,40	5,35	20,80	38,00	72,00	61,30	21,00	19,20	20,05	4,00	0	0	**293,10**
2006	40,70	0	15,40	28,10	12,00	53,20	142,10	172,90	40,10	20,20	9,00	0,20	**533,90**
2007	50,00	81,00	75,50	18,20	19,00	45,10	52,30	22,30	47,20	37,00	6,00	0,40	**454,00**
2008	62,2	95,4	43,2	79,2	100,1	40,3	65,5	68,4	37,88	0	0	0	**592,18**
2009	61	72,63	47,05	49,8	88,9	43,88	55,65	71,47	28,55	2,1	0	0	**521,03**
2010	42,1	49,85	50,9	38,47	77,7	47,45	45,8	74,53	19,23	4,2	0	0	**450,23**
2011	23,2	27,08	54,75	27,13	66,5	51,03	35,95	77,6	9,9	6,3	0	0	**379,44**
2012	4,3	4,3	58,6	15,8	55,3	54,6	26,1	26,5	15,23	15,2	0,2	0	**276,13**
2013	19,25	18,05	65,05	73,95	77,85	93,65	30,65	16,2	20,57	24,1	0,4	0	**439,72**
2014	34,2	31,8	71,5	132,1	100,4	132,7	35,2	5,9	25,9	33	0,6	0	**603,3**
2015	25,17	23,9	51,47	90,83	20	24,2	34,7	25	24,95	20,85	0,8	0	**341,87**
2016	16,13	16	31,43	49,57	18,5	18,6	56,55	10,5	24	8,7	1	0	**250,98**
2017	7,1	8,1	11,4	8,3	17	13	78,4	105,4	38,8	0	0	30,4	**317,9**
2018	46	55	50,5	46,6	23,3	2,5	14	51,4	5,6	0	7,9	0	**302,8**
2019	16	8,5	54,5	13	16	0	39,9	56,6	0	0	0	3,5	**208**
2020	0	0	32,7	36,5	11,5	7,1	40,4	5,8	31,3	6,3	0	5,4	**177**
2021	21	0	38,6	21,2	0	27,7	73,2	96,2	2,5	0	0	13,3	**293,7**
2022	24,1	0	6	12,5	32,7	0	3	0	30,5	19,2	0	4,5	**132,5**

Annexe N°2

Tableau des valeurs de la rugosité de Manning (n) selon la nature des parois et leur état

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

Annexe N°3

Les résultats de simulation HEC-RAS (calcul hydraulique)

Pour les tronçons (85 → 52) :

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	85	Débit 100 ans	56.92	835.44	836.78	837.03	837.78	0.020025	4.44	12.83	12.00	1.37
1	84	Débit 100 ans	56.92	835.62	837.07		837.73	0.009967	3.73	15.93	12.00	1.02
1	83	Débit 100 ans	56.92	835.14	837.07		837.76	0.008028	3.90	16.27	12.00	1.01
1	82	Débit 100 ans	56.92	835.95	837.77		838.45	0.007569	3.80	16.34	12.00	0.99
1	81	Débit 100 ans	56.92	835.87	837.74		838.42	0.007702	3.73	16.08	12.00	0.99
1	80	Débit 100 ans	56.92	835.38	837.53		838.22	0.009637	3.81	15.74	12.00	1.04
1	79	Débit 100 ans	56.92	835.59	837.78		838.46	0.007940	4.04	16.53	12.00	0.99
1	78	Débit 100 ans	56.92	835.39	837.72		838.40	0.007438	3.83	16.41	12.00	0.96
1	77	Débit 100 ans	56.92	836.75	838.17		838.83	0.010111	3.59	15.84	12.00	1.00
1	76	Débit 100 ans	56.92	836.75	838.18		838.83	0.010039	3.59	15.87	12.00	1.00
1	75	Débit 100 ans	56.92	835.60	837.93		838.72	0.008550	4.21	15.58	12.00	1.03
1	74	Débit 100 ans	56.92	836.09	838.02		838.68	0.008691	3.73	16.14	12.00	0.97
1	73	Débit 100 ans	56.92	837.58	839.00		839.66	0.010000	3.60	15.83	12.00	1.00
1	72	Débit 100 ans	56.92	837.64	839.08		839.74	0.009958	3.60	15.82	12.00	1.00
1	71	Débit 100 ans	56.92	838.04	839.58		840.24	0.009796	3.59	15.87	12.00	1.00
1	70	Débit 100 ans	56.92	838.31	840.07		840.73	0.009919	3.59	15.85	12.00	1.00
1	69	Débit 100 ans	56.92	839.13	840.89		841.57	0.008296	3.73	16.09	12.00	1.02
1	68	Débit 100 ans	56.92	839.02	840.82		841.48	0.010656	3.72	15.91	12.00	0.98
1	67	Débit 100 ans	56.92	838.99	840.84		841.49	0.010399	3.59	15.84	12.00	1.00
1	66	Débit 100 ans	56.92	838.47	840.60		841.37	0.009502	4.65	15.73	12.00	1.10
1	65	Débit 100 ans	56.92	838.44	840.21		841.09	0.012199	4.55	14.33	12.00	1.21
1	64	Débit 100 ans	56.92	838.16	840.38		841.05	0.008453	3.94	16.21	12.00	1.00
1	63	Débit 100 ans	56.92	839.13	840.75		841.41	0.009994	3.59	15.84	12.00	1.00
1	62	Débit 100 ans	56.92	839.06	840.61		841.28	0.009922	3.60	15.80	12.00	1.00
1	61	Débit 100 ans	56.92	839.12	840.52		841.18	0.009817	3.58	15.89	12.00	0.99
1	60	Débit 100 ans	56.92	839.15	840.51		841.17	0.010262	3.61	15.77	12.00	1.01
1	59	Débit 100 ans	56.92	839.22	841.15		841.83	0.007903	4.07	16.50	12.00	1.01
1	58	Débit 100 ans	56.92	839.34	842.26		843.01	0.011614	3.83	14.85	10.14	1.01
1	57	Débit 100 ans	56.92	839.79	842.70		843.33	0.007811	3.78	17.05	12.00	0.78
1	56	Débit 100 ans	56.92	839.33	841.35		842.91	0.025525	5.53	10.29	7.50	1.51
1	55	Débit 100 ans	56.92	839.69	841.63		842.37	0.008525	4.02	15.83	12.00	1.04
1	54	Débit 100 ans	56.92	840.38	841.95		842.61	0.010210	3.59	15.87	12.00	1.00
1	53	Débit 100 ans	56.92	840.11	841.69		842.39	0.010559	3.86	15.50	12.00	1.06
1	52	Débit 100 ans	56.92	840.54	842.03		842.70	0.010187	3.61	15.77	12.00	1.01

Pour les tronçons (51 → 1) :

1	51	Débit 100 ans	56.92	840.43	842.00		842.67	0.009218	3.63	15.84	12.00	1.01
1	50	Débit 100 ans	56.92	841.15	842.54		843.21	0.009418	3.65	15.90	12.00	1.01
1	49	Débit 100 ans	56.92	841.32	842.90		843.55	0.009960	3.74	15.96	12.00	0.98
1	48	Débit 100 ans	56.92	841.75	843.47		844.12	0.009386	3.79	16.17	12.00	0.95
1	47	Débit 100 ans	56.92	841.95	843.38		844.04	0.009721	3.73	15.94	12.00	1.01
1	46	Débit 100 ans	56.92	842.19	843.81		844.47	0.010045	3.60	15.81	12.00	1.00
1	45	Débit 100 ans	56.92	842.13	843.71		844.38	0.009220	3.67	15.95	12.00	1.00
1	44	Débit 100 ans	56.92	842.13	844.02		844.69	0.009205	3.65	15.91	12.00	0.99
1	43	Débit 100 ans	56.92	842.36	843.99		844.67	0.009453	4.07	16.07	12.00	1.08
1	42	Débit 100 ans	56.92	842.45	844.40		845.06	0.009554	3.61	15.80	12.00	1.00
1	41	Débit 100 ans	56.92	842.64	844.31		844.97	0.010146	3.61	15.75	12.00	1.01
1	40	Débit 100 ans	56.92	842.71	844.88		845.55	0.009754	3.61	15.79	12.00	1.00
1	39	Débit 100 ans	56.92	843.23	845.17		845.83	0.009541	3.60	15.83	12.00	1.00
1	38	Débit 100 ans	56.92	844.30	845.91		846.57	0.010253	3.70	15.88	12.00	0.97
1	37	Débit 100 ans	56.92	844.48	846.39		847.06	0.009553	3.64	15.96	12.00	0.99
1	36	Débit 100 ans	56.92	844.34	846.14		846.82	0.009491	3.68	15.86	12.00	0.99
1	35	Débit 100 ans	56.92	844.49	846.87		847.53	0.009258	3.69	16.17	12.00	0.94
1	34	Débit 100 ans	56.92	844.56	846.15		847.19	0.017162	4.70	12.92	12.00	1.36
1	33	Débit 100 ans	56.92	844.27	846.61		847.34	0.009946	3.78	15.07	10.54	1.01
1	32	Débit 100 ans	56.92	844.56	846.70		847.46	0.008530	3.93	15.00	10.17	0.97
1	31	Débit 100 ans	56.92	844.91	846.99		847.67	0.009776	3.66	15.56	11.57	1.01
1	30	Débit 100 ans	56.92	848.34	850.03		850.69	0.010377	3.58	15.91	12.00	0.99
1	29	Débit 100 ans	56.92	846.66	847.98		850.07	0.045993	6.40	8.89	9.35	2.10
1	28	Débit 100 ans	56.92	847.59	849.22		849.88	0.009016	3.68	16.01	12.00	0.99
1	27	Débit 100 ans	56.92	849.69	851.58		852.24	0.010412	3.59	15.87	12.00	1.00
1	26	Débit 100 ans	56.92	849.59	851.32		851.99	0.010780	3.63	15.70	12.00	1.01
1	25	Débit 100 ans	56.92	848.68	849.73		851.42	0.041045	5.82	10.03	12.00	1.99
1	24	Débit 100 ans	56.92	848.38	849.62		850.56	0.017312	4.44	13.30	12.00	1.31
1	23	Débit 100 ans	56.92	848.36	849.82		850.48	0.009494	3.73	16.00	12.00	1.00
1	22	Débit 100 ans	56.92	849.93	851.38		852.07	0.008683	3.81	16.03	12.00	1.04
1	21	Débit 100 ans	56.92	850.37	852.36		853.03	0.010586	3.63	15.70	12.00	1.01
1	20	Débit 100 ans	56.92	850.46	852.97		853.63	0.010799	3.60	15.83	12.00	1.00
1	19	Débit 100 ans	56.92	850.31	851.32		853.04	0.046685	5.80	9.82	12.00	2.05
1	18	Débit 100 ans	56.92	850.58	852.08		852.75	0.009281	3.64	16.01	12.00	1.00
1	17	Débit 100 ans	56.92	850.62	852.23		852.89	0.009423	3.61	15.93	12.00	1.00
1	16	Débit 100 ans	56.92	850.63	852.23		852.89	0.009510	3.62	15.88	12.00	1.00
1	15	Débit 100 ans	56.92	851.19	852.76		853.43	0.009650	3.68	15.94	12.00	1.01
1	14	Débit 100 ans	56.92	850.88	853.36		854.18	0.006534	4.33	15.74	10.21	0.95
1	13	Débit 100 ans	56.92	851.06	853.18		854.02	0.012037	4.05	14.07	9.96	1.09
1	12	Débit 100 ans	56.92	855.07	856.50		857.18	0.009788	3.98	15.95	12.00	1.10
1	11	Débit 100 ans	56.92	853.95	855.21		856.68	0.034363	5.36	10.61	12.00	1.82
1	10	Débit 100 ans	56.92	855.05	856.64		857.31	0.010366	3.62	15.72	12.00	1.01
1	9	Débit 100 ans	56.92	855.05	856.65		857.30	0.010063	3.59	15.87	12.00	1.00
1	8	Débit 100 ans	56.92	855.02	856.50		857.17	0.009138	3.65	15.98	12.00	1.01
1	7	Débit 100 ans	56.92	855.17	856.67		857.35	0.009548	3.69	15.88	12.00	1.02
1	6	Débit 100 ans	56.92	856.32	857.70		858.39	0.009693	3.96	15.90	12.00	1.10
1	5	Débit 100 ans	56.92	856.03	857.37		858.12	0.012461	3.85	14.78	12.00	1.11
1	4	Débit 100 ans	56.92	852.58	857.02		858.17	0.017401	4.75	11.98	5.25	1.00
1	3	Débit 100 ans	56.92	856.66	858.95	858.95	859.69	0.010732	3.80	14.97	10.35	1.01
1	2	Débit 100 ans	56.92	856.95	858.07	858.40	859.25	0.023369	5.16	12.04	12.00	1.63
1	1	Débit 100 ans	56.92	857.03	858.43	858.43	859.10	0.009960	4.05	15.93	12.00	1.12