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 عربـاوي"

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THÈME :

ÉTUDE D'AMÉNAGEMENT D'OUED EL-MALLAH COMMUNE DE MEZGHANA (W. MÉDÉA) POUR LA PROTECTION DES ZONES D'HABITATION ET ACTIVITÉS INDUSTRIELLES.

Présenté par :

ZIANE Mahdi.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
LAOUCHE Nassim	M.C.B	Examinateur
S.Bellabas-charifi	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2021

Dédicace

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

Remerciements

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

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

je tiens à adresser mes sincères remerciements à :

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

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

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

A mon père pour son amour et son soutient qui m'a toujours porté ainsi qu'à ma famille.

A mes amis spécialement **Oussama, Joseph, Malik, Imane**.

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

MAHDI

ملخص :

تعلق العمل الحالي بالحماية من فيضانات بلدية مزغانا بولاية ميديا بسبب وادي الملاح. تشكل هذه الظاهرة خطراً كبيراً على السكان وعلى جميعاً مما يدفعنا إلى اقتراح نظام لادارة الأنهار.
في هذا السياق ، لجأنا إلى العديد من التخصصات. أولاً ، أنشأنا دراسة هيدرولوجية لتحليل هطول الأمطار وتقدير التدفقات. تليها دراسة طوبوغرافية وهيدروليكية للمحاكاة باستخدام برنامجHEC-RAS. واخيروصف متغيرات التخطيط المقترحة من أجل التمكن من اختيار البديل الأكثر ملاءمة من وجهة نظر فنية واقتصادية.

كلمات مفتاحية :

وادي الملاح ، تقييم مخاطر الفيضانات ، الحماية ضد خرائط المخاطر ، متغير الحماية.

Résumé :

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

Mots clés :

Aménagement hydraulique ; Oued El-mallah ; Évaluation des risques d'inondation; Protection contre inondation ; Cartographie des zones à risque d'inondables ; Cartographie de l'aléa ; Variante de protection.

Abstract:

The present work concerns the protection against flooding of the municipality of mezghana Wilaya of Médéa caused by wadi El-Mallah. This phenomenon presents a great danger to the inhabitants and for all for the farmers; it leads us to propose a system of management of the rivers. In this context, we have had recourse to several disciplines.
First, we established a hydrological study for the analysis of precipitation and the quantification of flows. Then a topographic and hydraulic study for the simulation with the HEC-RAS software. Finally, a description of the proposed development variants in order to be able to choose the most suitable variant from a technical and economic point of view.

Keywords:

Hydraulic development ; Oued El-Mallah ; flood risk assessement ; Flood protection ; Mapping of flooded zones ; Hazard Mapping ; Protection variant.

Table des matières

1 Crues et Inondations en Algérie **1**

1.1 Introduction 1

1.2 Aléa, enjeux et vulnérabilités 1

1.2.1 Aléa 1

1.2.2 enjeux 1

1.2.3 vulnérabilités 2

1.2.4 Risque 2

1.2.5 Risque d'inondation 3

1.2.6 Gestion des risques 3

1.3 Les inondations 4

1.4 La crue 4

1.4.1 Éléments descriptifs d'une crue 4

1.5 Évaluation de risque d'inondation 5

1.6 Facteurs d'inondations 5

1.7 Notions fondamentales des cours d'eau 5

1.7.1 Lits du cours d'eau 5

1.7.2 Lit majeur d'un cours d'eau 6

1.7.3 Lit mineur d'un cours d'eau 6

1.7.4 Berges 6

1.8 Types d'inondations 7

1.8.1 Les inondations par crues torrentielles 7

1.8.2 Les inondations par débordement directe 8

1.8.3 Inondations par remontées des nappes phréatiques 8
1.8.4 Inondations par ruissellement 9
1.8.5 Inondations marines 9
1.9 Les causes et sources des inondations 10
1.10 Conséquences engendrées par les inondations 10
1.11 Les inondations en Algérie 11
1.12 Conclusion 14

2 Présentation de la zone d'étude. 15
2.1 Introduction 15
2.2 Localisation et étendue de la zone d'étude 15
2.3 Description générale de la zone d'étude 18
2.3.1 Géologie 18
2.3.2 Cadre tectonique 18
2.3.3 géomorphologie 19
2.4 Climat 19
2.4.1 La pluviosité et la température 19
2.4.2 Humidité 23
2.4.3 Insolation 23
2.4.4 Vents 23
2.4.5 Évapotranspiration 24
2.5 Conclusion 29

3 Étude hydrologique 30
3.1 Introduction 30
3.2 Bassin versant 30
3.3 Étude Géomorphologique 31
3.3.1 Caractéristiques morphologiques 31
3.4 Étude du relief 34
3.4.1 La Courbe hypsométrique 34

3.4.2 Les indices de pente . . . 38
3.5 Étude du réseau hydrographique . . . 44
3.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique . . . 44
3.6 Paramètres hydrographiques . . . 46
3.6.1 Densité de drainage (Dd) . . . 46
3.6.2 Profil en long . . . 47
3.6.3 Le coefficient de torrentialité (Ct) . . . 48
3.6.4 Temps de concentration . . . 49
3.6.5 Vitesse de ruissellement . . . 52
3.7 Les crues . . . 53
3.7.1 Analyse fréquentielle des évènements extrêmes de crues maximales annuelles de la station hydrométrique Béni Slimane. . . . 54
3.7.2 Présentation de la station hydrométrique . . . 54
3.7.3 Modèle fréquentiel . . . 56
3.7.4 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL . . . 56
3.7.5 Ajustement de la série à la loi Log Normal (Galton) . . . 58
3.7.6 Choix de loi d'ajustement . . . 60
3.8 Détermination des débits maximums par la méthode de GRADEX . . . 63
3.8.1 Principe de la méthode . . . 63
3.8.2 Hypothèses de la méthode Gradex . . . 64
3.8.3 Les étapes de la méthode . . . 64
3.8.4 Application de la méthode Gradex . . . 66
3.8.5 Hydrogramme de crue . . . 69
3.8.6 Choix de la crue du Projet . . . 72
3.8.7 Étude du transport solide . . . 73
3.8.8 Apports solides et l'érosion spécifique de la zone d'étude . . . 74
3.9 Conclusion . . . 76

4 Modélisation du cours d'eau **77**

4.1 Introduction . . . 77

4.2 Généralités 77
4.2.1 Écoulement à surface libre 77
4.2.2 Types d'écoulements 78
4.2.3 Régime d'écoulement 79
4.3 Modélisation du cours d'eau non Aménagé 80
4.3.1 Modélisation de l'écoulement 80
4.3.2 La Gestion des fichiers dans HEC-RAS 81
4.3.3 Données géométriques (modélisation de l'oued) 83
4.3.4 Conditions aux limites et données hydrométriques 86
4.3.5 Résultats de la simulation 86
4.3.6 Les zones inondables 92
4.4 Cartographie du risque 96
4.4.1 Classes des hauteurs d'eau 96
4.4.2 Classes de vitesse d'écoulement 98
4.4.3 Les classes d'Aléa 100
4.4.4 Enjeux et vulnérabilités 102
4.4.5 Zonage réglementaire 102
4.5 Conclusion 106

5 Étude des variantes d'aménagement 107

5.1 Introduction 107
5.2 Principe d'aménagement 107
5.2.1 Les différents types d'aménagements 107
5.2.2 La formule de dimensionnement des canaux 108
5.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement 109
5.3 Observations et recommandations 110
5.3.1 Observations préliminaires 110
5.3.2 Recommandations 110
5.4 Étude des variantes 111
5.4.1 Première variante : Canal en béton légèrement armé de forme trapézoïdale 111

5.4.2 Estimation du coût de la première variante 121
5.4.3 Deuxième variante : Canal en gabion 123
5.4.4 Estimation du coût de la variante 129
5.4.5 Troisième variante :Canal mixte (béton et gabion) 130
5.4.6 Estimation du coût de la variante 134
5.4.7 Quatrième variante :Réalisation de levées 135
5.4.8 Estimation du coût de la variante 149
5.4.9 Étude de stabilité de l'endiguement (Levées) 150
5.5 Choix de la variante d'aménagement 159
5.5.1 Les avantage et les inconvénients 159
5.6 Conclusion 162

6 Organisation de chantier 163

6.1 Introduction 163
6.2 Réalisation de la variante choisie 163
6.3 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier 164
6.3.1 Maître de l'ouvrage 164
6.3.2 Maître d'œuvre 164
6.3.3 L'entreprise 164
6.4 Définitions des engins utilisés 165
6.5 Devis quantitatif et estimatif du projet 165
6.6 Planification 166
6.6.1 Définition 166
6.6.2 Techniques de la planification 166
6.6.3 Les étapes de la planification 168
6.6.4 Choix de la méthode de calcul 168
6.6.5 Diagramme de Gantt 169
6.6.6 Élaboration du réseau selon la méthode CPM 169
6.6.7 Attribution des durées pour les taches 170
6.7 Conclusion 172

Table des figures

1.1 Risque majeur 2
1.2 Risques d'inondations 3
1.3 Lit du cours d'eau 6
1.4 Berge en pente douce 7
1.5 Inondation par crue torrentielle 8
1.6 Inondation de Plaine 8
1.7 Inondation par remontées des nappes phréatiques 9
1.8 Inondation par submersion marine. 10
1.9 Inondations Bab el-oued octobre 2001 12
1.10 Inondations Ghardaïa 10/2008 12

2.1 Localisation et étendue de la zone d'étude 16
2.2 Délimitation du bassin versant 17
2.3 Unités tectonique du nord Algérien 18
2.4 Régions du climat méditerranéen 20
2.5 Diagramme des précipitations et températures de Beni Slimane 20
2.6 Récapitulatif du climat de la zone d'étude 21
2.7 Bilan hydrique du bassin Koudiat Acerdoune 21
2.8 Distribution de température du nord Algérien 22
2.9 Ensoleillement journalier dans la zone d'étude 23
2.10 Carte illustrative de la géologie du bassin oued el mallah 25
2.11 Carte d'occupation des sols du bassin versant oued El Mallah 26
2.12 Distribution spatiale de précipitations dans le bassin oued el mallah et ses alentour 27

2.13 Illustration en courbes Isohyètes des précipitations dans la région de Médéa 28

3.1 Différentes formes d'un bassin versant selon le coefficient de Gravelius KG 32
3.2 Illustration d'hypsométrie du bassin versant Oued El mallah. 35
3.3 Courbe hypsométrique du bassin d'oued El Malleh 36
3.4 Répartition des surfaces partielles en fonction d'élévation au niveau du bassin. . . 36
3.5 Illustration des classes de pente du bassin versant Oued El mallah. 42
3.6 Illustration des courbes de niveau du bassin versant Oued El mallah. 43
3.7 Illustration du réseau hydrographique du bassin versant Oued El mallah EST. . . 45
3.8 Illustration de calcul de densité de drainage sous QGIS. 47
3.9 Calcul de la Distribution Spatiale de densité de drainage sous QGIS. 47
3.10 profil sous Qgis 48
3.11 Profil en long du cours d'eau Principal du bassin versant Oued El mallah EST . . 48
3.12 Illustration de calculs de densité hydrographique (F nombre des oueds d'ordre 1 en jaune). 49
3.13 Les stations d'observation au niveau du bassin versant. 55
3.14 Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel. 57
3.15 Graphique d'ajustement à la loi Log Normal. 59
3.16 Comparaison visuelle des lois d'ajustement Gumbel et Log Normal. 60
3.17 Illustration d'ajustement graphique pour les pluies et la droite d'extrapolation des débits 65
3.18 Résultat d'ajustement de la série pluviométrique 090317 avec HYFRAN 67
3.19 Graphique d'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits 68
3.20 Exemple d'un hydrogramme de crue 69
3.21 Hydrogrammes de crue centennale 73
3.22 Hydrogramme de crue considéré station Beni Slimane 090305 73
3.23 Variation inter-annuelle des apports liquides et solides de station Beni Slimane . . 75
3.24 Variation inter-annuelle des apports liquides et solides de station Mezahim 75
3.25 Pourcentage des apports liquide et solide à fréquence saisonnière au niveau du bassin Oued El Mallah 75

4.1 Logiciel Open source HEC-RAS 6.0 80
4.2 La gestion des fichiers et extensions dans HEC-RAS 82
4.3 Cadre de travail et données nécessaires 82
4.4 Exportation et ouverture de MNT 83
4.5 Ajout de terrain modélisé à ras mapper 84
4.6 Dessin et édition des sections en travers 85
4.7 Introduction des conditions aux limite (S=pente) 86
4.8 Introduction du débit correspondant à 100 ans 86
4.9 Introduction des valeurs de Manning pour le fond et les berges 87
4.10 Courbe de tarage 87
4.11 vue en perspective 88
4.12 Sections en travers 88
4.13 Sections en travers 89
4.14 Sections en travers 89
4.15 Sections en travers 90
4.16 Carte des profondeurs tirée de Ras mapper 93
4.17 Cartes des vitesses d'écoulement 95
4.18 Reclassification des classes de submersion (ras mapper) 97
4.19 Reclassification des vitesses d'écoulement(ras mapper) 99
4.20 Carte d'aléa d'inondation de l'oued el Mallah région mézérana 101
4.21 Cartographie des enjeux de la commune de Mezerana 103
4.22 Carte de Zonage réglementaire Issue de croisement Aléa et Enjeux 105

5.1 Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses. 109
5.2 Schéma simplifié des étapes de dimensionnement de canal en de forme trapézoïdale.112
5.3 Élévations d'eau 112
5.4 Les profils des élévations d'eau correspondant au tronçon 1 et tronçon 2. 113
5.5 Interface d'utilisateur de FlowMaster. 114
5.6 Introduction des données pour le tronçon 1 et résultats de calcul de section trapézoïdale. 115

5.7 section Tronçon 1 116
5.8 section Tronçon 2 116
5.9 Introduction des données pour le tronçon 2 et résultats de calcul de section trapézoïdale. 116
5.10 Simulations sous HEC-RAS du canal trapézoïdal du tronçon 1 118
5.11 Profil de la surface d'eau et du radier du canal Avec une pente de 0.1% 118
5.12 Simulations sous HEC-RAS du canal trapézoïdal du tronçon 2 120
5.13 Profil de la surface d'eau et du radier du canal Avec une pente de 0.1% 120
5.14 Illustration de section trapézoïdale en béton. 122
5.15 Illustration de calculs des volumes déblai et remblai. 123
5.16 126
5.17 126
5.18 État d'écoulement à travers la section de départ et d'arrivée du canal en gabion. . 127
5.19 Vue des section en perspective XYZ 127
5.20 Calcul des volumes de terrassement cas du canal en gabion. 129
5.21 Section en travers du canal mixte (béton et gabion). 132
5.22 section on travers canal mixte 134
5.23 Profil en travers d'une levée en argile. 135
5.24 Cadre de travail dans la variante de levée. 135
5.25 Effet de l'infiltration à travers le corps d'une levée. 136
5.26 Effet de l'instabilité de levée sur la zone à protéger. 136
5.27 Effet de l'érosion sur une levée. 137
5.28 Effet de dépassement de hauteur de la levée. 137
5.29 État des levées abandonnées et non maintenues. 138
5.30 Effet de palplanche sur l'infiltration dans le corps d'une digue. 138
5.31 Effet d'augmentation du parcourt d'infiltration d'eau sous le corps de la levée. . . 139
5.32 Réduction d'érosion par la couche d'enrochement sur talus. 139
5.33 Élargissement de largeur de levée assurant une bonne stabilité. 139
5.34 Construction de mur surélevant la digue. 140

5.35 Procédure et étapes de création de levée sous HecRas. 141
5.36 Définition de forme et géométrie de levée. 142
5.37 modification de géométrie de levée. 142
5.38 exporter en forme de geotiff. 143
5.39 importation en forme de geotiff. 143
5.40 État des zone inondables et projection des trois levées à construire. 144
5.41 État des zones à protéger d'inondation après endiguements. 145
5.42 Carte montrant la différence dans les zones inondables avec et sans présence de levées. 148
5.43 Géométrie typique d'un remblais. 150
5.44 Schéma d'un glissement circulaire par méthode des tranches. 151
5.45 Les forces en action sur une tranche. 152
5.46 Cadre de travail pour étude de stabilité sous geostudio-slope. 153
5.47 Géométrie et matériaux. 154
5.48 Illustration de ligne piézométrique et région d'entrée /sortie des surfaces de glissement potentielles. 155
5.49 Illustration du facteur de sécurité pour la surface de glissement critique. 155
5.50 Surface de glissement critique après changement de pente de talus coté aval. . . . 156
5.51 Facteur de sécurité en fonction de λ 157
5.52 Illustration de ligne piézométrique et région d'entrée /sortie des surfaces de glissement potentielles. 157
5.53 Illustration graphique de la surface de glissement critique coté amont. 158
5.54 Facteur de sécurité (glissement talus amont. 158

6.1 L'opération A précède l'opération B. 166
6.2 L'opération A précède l'opération B. 167
6.3 Diagramme de Gantt 171

Liste des tableaux

1.1 Conséquences des inondations 11

1.2 Bilan des dégâts engendrés par les inondations 13

3.1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant Oud El-Mallah 31

3.2 Élévations et pourcentage des surfaces cumulées 37

3.3 Caractéristiques d'altimétries du bassin versant Oued El-Mallah. 38

3.4 Calcul de pente moyenne du bassin versant 39

3.5 Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global. 40

3.6 Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M. 41

3.7 Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant d'Oued El mallah EST. 41

3.8 Le temps de concentration pour chaque formule. 51

3.9 Paramètres hydrographiques d'oued EL-MALLAH. 52

3.10 Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant Oued El Mallah 53

3.11 10Caractéristique de la station hydrométrique Beni Slimane 54

3.12 Série des débits max annuels observés à la station 090305 55

3.13 Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel (méthode des moments) 57

3.14 Résultat de comparaison 58

3.15 Test de χ^2 58

3.16 Résultat d'ajustement à la loi Log Normal (Galton). 59

3.17 Résultat de comparaison. 59

3.18 Test de χ^2 60

3.19 Résultat de test χ^2 61

3.20 Résultats du test de qualité d'ajustement de Kolmogorov-Smirnov 62
3.21 Résultats de comparaison des modèles avec CIA(AIC) 63
3.22 Précipitations maximales journalières de la station pluviométrique de Beni Slimane (090317) 66
3.23 Statistiques descriptives de la série pluviométrique 66
3.24 Résultat d'ajustement pour les périodes de retour 68
3.25 Récapitulation des résultats par Gradex 69
3.26 Valeurs des débits en fonction du temps 70

4.1 Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations. 91
4.2 Classes des hauteurs 96
4.3 Classes des vitesses 98
4.4 Croisement de vitesse d'écoulement et hauteur de submersion 100
4.5 Croisement Aléa et Enjeux 104

5.1 Les valeurs du coefficient de rugosité n 109
5.2 Marge de sécurité dans les canaux 110
5.3 Données du tronçon 1 et 2 113
5.4 Résultats de calcul de la section trapézoïdale du tronçon 1 par FlowMaster 115
5.5 Résultats de calcul de la section trapézoïdale du tronçon 2 par FlowMaster 117
5.6 Résultat de simulation du tronçon 1 avec une section aménagée en trapézoïdal . . 119
5.7 Résultat de simulation du tronçon 2 avec une section aménagée en trapézoïdal . . 121
5.8 Résultat de calcul volume de propreté 122
5.9 Résultat de calcul du volume de béton dosé à $350kg$ 122
5.10 Le devis de la variante proposée 123
5.11 Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse (Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi) 124
5.12 Débit et nombre d'étages K 125
5.13 Débit et nombre d'étages K 125
5.14 Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion 128
5.15 Devis de la variante canal en gabion 130

5.16 Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse (Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi) 130
5.17 Données du tronçon à aménager 131
5.18 Résultat de dimensionnement de canal mixte par FlowMaster 131
5.19 Résultat de calcul de rugosité composée 132
5.20 Dimensions d'aménagement en canal mixte 132
5.21 Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte (béton et enrochement) . . . 133
5.22 Résultats de calcul des volumes béton et gabion 134
5.23 Devis de la variante du canal mixte 135
5.24 Résultat de simulation du cours d'eau en présence des levées 146
5.25 Calcul du volume de levées 149
5.26 Caractéristiques des couches de sol qui composent l'ouvrage 154
5.27 Les avantages et les inconvénients des variantes proposées 161

6.1 Engins utilisés 165
6.2 Liste des opérations avec leurs durées. 170
6.3 Succession des taches 170
6.4 Probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en F (d.d.l). 181
6.5 Valeurs critiques du test de Kolmogorov-Smirnov à un échantillon statistique D . . 182

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Il est de règle que depuis que l'homme s'est installé aux bords des rivières et cours d'eau pour profiter de leurs avantages (transport des marchandises, pêche, alimentation en eau, source d'énergie hydraulique...), il a du en subir les les conséquences.

Les inondations engendrées par les crues peuvent entraîner de lourdes pertes humaines, matérielles ainsi que la paralysie de région touchée. Ces crues peuvent être classées en deux types : **les crues lentes** sont généralement le résultat d'une longue période pluvieuse, les crues soudaines et rapides ou **crues éclaires**, sont sans doute les plus dévastatrices ; il s'agit de crues difficilement prévisibles qui font suite à de violentes pluies localisées, dont l'évolution est soudaine et de courte durée et les impacts humains et socio-économiques lourds de conséquences. Par définition, les inondations font traditionnellement référence au débordement d'un cours d'eau le plus souvent en crue qui submerge les terrains voisins.

Entre 1994 et 2004, les catastrophes naturelles ont touché 2,5 milliards de personnes et ont causé le décès de 478 100 personnes avec des pertes économiques estimées à 690 milliards de dollars. Parmi ces catastrophes, les inondations demeurent l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices, touchant plusieurs pays à travers le monde :

— 17 février 1962 (Hambourg- Allemagne) : 300 décès ;

— Septembre 2004 (Haïti) :1 300 décès, 1 100 disparus et 3 000 blessés ;

— décembre 2004 (Malaisie, Thaïlande, Sri Lanka et Inde) : 290 000 décès et 30 000 disparus ;

— Août 2005 (Europe) : 70 décès.

L'Algérie est souvent soumise aux crues qui sont les plus meurtrières par rapport à celles survenues dans les pays voisins.

— 12 octobre 1971 (Azazga, Tizi Ouzou) : 40 décès ;

— 28/31 mars 1974 (Tizi Ouzou) : 52 décès, 18 000 sinistrés et 27 Millions de DA de dégâts matériels ;

— 5 octobre 2008 (Ghardaïa) : 31 décès et 50 blessés

— novembre 2001 (Bab El Oued – Alger) : 733 décès, 30 000 de sans-abris et importants dégâts matériels.

— 29 décembre 1984 (Jijel) : 29 décès, 11 000 sinistrés ;

Malheureusement, ce n'est qu'après les inondations qu'ont connu Bab El Oued et plusieurs localités de l'Algérois en novembre 2001 que les autorités algériennes ont décidé de faire un pas pour lutter contre ces phénomènes catastrophiques ; ils ont adopté pour cela la loi relative à l'eau N°05/12 du 04 août 2005.

Ce travail de mémoire s'inscrit dans cette perspective de protéger la ville de Mézerana (Mezghena) Wilaya de Médéa, contre les Inondation de oued El-Mallah,ce dernier draine un bassin versant de superficie de 627.3 km^2 et y contribue dans l'alimentation du barrage de Koudiat Acerdoune, Chose qui place oued El-Mallah parmi les plus importants et notables.

La finalité de ce travail est détermination de débit de crue de période de retour de 100 ans de oued El-Mallah l'établissement de carte des zones inondables et leurs limites à partir d'une étude topographique, et ceci dans le but de définir des mesures structurelles pour protéger les zones à fort enjeux qui se trouvent dans les champs inondables.

Le présent mémoire se compose de six chapitres, enchaînés suivant une démarche à la fois descriptive, théorique et méthodologique :

le premier chapitre décrit dans un premier temps, les concepts aléa, vulnérabilité et risque, afin de comprendre le processus de formation d'une inondation pour pouvoir le modéliser et cartographier ses résultats. Puis, un passage en revue des événements qui ont marqué l'historique des inondations à l'échelle national, ensuite une caractérisation des crues ayant survenu dans la zone d'étude et les dégâts engendrés.

le deuxième chapitre est consacré à la présentation générale du bassin versant et de la zone d'étude afin de donner les indications géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension des mécanismes hydrologiques.

Le troisième chapitre concerne l'étude hydrologique qui sert à prévoir les débits des crues d'Oued El-Mallah correspondants aux différentes périodes de retours. Cette étude est basée sur une analyse statistique fréquentielle de la série des débits disponibles en utilisant le logiciel HYFRAN.

Le quatrième chapitre on a fait une étude hydraulique qui consiste à avoir les hauteurs des tirants d'eau correspondantes aux débits prévus précédemment. Pour cela, les résultats issus de l'étude hydrologique sont réuni avec la géométrie, la pente et la rugosité pour être utilisés comme données d'entrée dans le modèle hydraulique HEC-RAS afin d'avoir en sortie les lames d'eaux correspondantes et par suite présenter les résultats de la modélisation hydraulique sous forme d'une carte des profondeurs qui est un élément de base dans les études d'analyse des risques d'inondation

Le Cinquième chapitre on saura proposer des solutions sous forme de différents schémas d'aménagement dont on choisira le mieux adapté pour la protection des enjeux exposés aux inondations futures. Enfin, en dernière étape, on fera une étude d'organisation de chantier visant

à gérer le bon déroulement du projet afin d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de l'aménagement.

Chapitre 1

Crues et Inondations en Algérie

1.1 Introduction

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes et provoquent d'importants dégâts humains et matériels. Les risques d'inondations sont dus, à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est donc les concomitances de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

1.2 Aléa, enjeux et vulnérabilités

1.2.1 Aléa

Emprunté du Latin 'Aleatorius' francisé en 1852, c'est la probabilité d'occurrence d'un phénomène. L'aléa est défini en référence à une variable aléatoire. Pour l'aléa d'inondation par exemple, les variables pertinentes caractérisant le degré d'exposition d'une zone sont multiples : valeurs maximales de débit, de hauteur de submersion, de vitesse d'écoulement ; valeurs synthétiques sur la crue comme la durée de submersion, la rapidité de montée des eaux, le volume écoulé. Un événement donné pourra être positionné sur une échelle probabiliste pour chacune de ces variables.

1.2.2 enjeux

Un enjeu peut être considéré comme une cible visée directement ou indirectement par un aléa. Les enjeux regroupent l'ensemble de personnes, de biens ou zoné d'activité industrielle ou

culturelle susceptible d'être touchées par des inondations.

1.2.3 vulnérabilités

La vulnérabilité est une notion ou l'ambiguïté souvent révèle des mal compréhensions, plusieurs définitions décrivent la vulnérabilité, je choisis de mentionner la définition de MEDD (le Ministère de l'Écologie et de Développement Durable français) « la vulnérabilité est le niveau des conséquences prévisibles d'un phénomène naturel sur les enjeux », et celle de NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) « la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas ».

1.2.4 Risque

Le risque peut être défini comme la combinaison de deux composantes qui sont l'aléa et l'enjeu (Dauphiné, 2001 ; Léone et al., 2010, Cariolet et al., 2012). De plus, selon Luhmann (1993), le risque se différencie du danger en ce qu'il implique une prise de risque plus ou moins assumée de la part de la société. Selon l'Institut Français de l'Environnement (IFEN), le risque est « lié à un aléa d'origine naturelle ou anthropique dont les effets prévisibles mettent en jeu un grand nombre de personnes, provoquent des dommages importants et dépassent les capacités de réaction des instances directement concernées » (IFEN, 2002). Le risque est qualifié de « naturel » lorsque l'aléa est d'origine naturelle (Pigeon et al., 2002). Il apparaît cependant que dans la plupart des cas, la vulnérabilité aux risques dits « naturels » est un construit social.

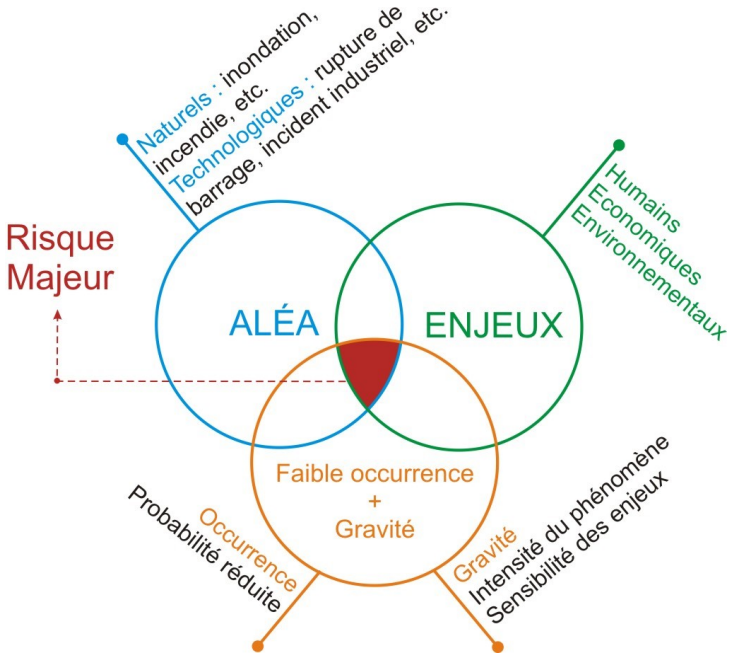


Figure 1.1: *Risque majeur*

1.2.5 Risque d'inondation

L'inondation est l'un des risques majeurs naturels présentés par une submersion, plus au moins rapide, d'une zone habituellement hors d'eau, pouvant entre habitée, avec des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement variables. « L'inondation est une submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée. Elle correspond au débordement des eaux lors d'une crue. Une crue correspond à l'augmentation du débit d'un cours d'eau, dépassant plusieurs fois le débit moyen ; elle se traduit par une augmentation de la hauteur d'eau » (XAVIER.L et JEAN.P). En effet ; le risque d'inondation est le résultat du croisement de deux facteurs : l'aléa présenté par la probabilité d'occurrence du phénomène d'inondation et son intensité, ainsi par la vulnérabilité à l'inondation définie par les conséquences prévisibles de la crue sur les personnes et leurs biens. L'intensité d'inondation exprime principalement pour un endroit donné, par la hauteur et la durée de submersion ainsi que la vitesse du courant. Le risque d'inondation peut être défini comme « la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités » (MEDD, 2004a, p.3). L'importance des enjeux est toujours proportionnelle au niveau du risque d'inondation. Pour une plaine deltaïque, l'augmentation de la vulnérabilité au risque d'inondation peut être due à une multiplication des enjeux situés en zone inondable.

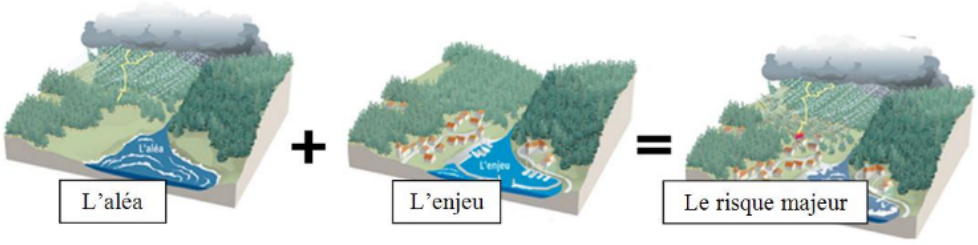


Figure 1.2: *Risques d'inondations*

1.2.6 Gestion des risques

La gestion des risques est définie par l'organisation internationale de standardisation (ISO) comme l'ensemble des activités coordonnées visant à diriger et piloter un organisme vis-à-vis du risque ou l'application systématique de politiques de gestion, les procédures et pratiques à des tâches d'analyse, d'évaluation et de contrôle des risques. Elle peut être scindée en deux phases analyse des risques (concerne la définition de l'aléa, des enjeux et de la vulnérabilité) et l'évaluation des risques qui constitue une étape cruciale de la démarche de prévention, identification, analyse, classement des risques, synthèse et proposition des solutions pour des facteurs tels que les aspects sociaux-économiques et environnementaux ; réduction/contrôle des risques : prises de

décisions, mise en place et suivi des risques.

1.3 Les inondations

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction, d'équipements et d'activités. Au sens large les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèche dans les digues) Bien qu'il s'agisse d'un processus naturel sur terre, les inondations représentent un énorme problème pour les gens, chaque année ça causent des dommages aux propriétés, bâtiments, véhicules et équipement, presque chaque partie de l'environnement construit est vulnérable aux fortes précipitations, les inondations ne touchent pas seulement le coté économique, ça affecte aussi la sécurité publique.

1.4 La crue

La crue correspond à l'augmentation rapide de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière, une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen. De façon plus pratique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume.

1.4.1 Éléments descriptifs d'une crue

Une crue est essentiellement décrite par quatre facteurs :

— Temps de concentration : durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.

— Pointe de crue : puissance de la crue et durée de la période critique.

— Courbe de tarissement : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.

— Fréquence de retour : une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

1.5 Évaluation de risque d'inondation

La crue est un évènement qui ne dépend pas seulement de la Période de retour de cette crue, hauteur et durée de submersion, vitesse d'écoulement ainsi la morphologie du cours d'eau, mais dépend de nombreux facteurs tels que la distribution spatio-temporelle de pluie, les indices biologiques, évaporation, infiltration et ruissellement ... etc.

Souvent les conséquences délaissées par les inondations sont reliées aux paramètres suivants :

— La hauteur de submersion.

— Vitesse d'écoulement.

— Le transport solide.

— Force d'érosion des berges.

— La durée de submersion.

1.6 Facteurs d'inondations

Parmi les facteurs qui ont une influence sur les inondations on peut citer les facteurs physiques, tels que :

— La topographie(relief).

— La grandeur du bassin versant.

— L'état et occupation du sol.

Mais aussi une inondation peut être facilement accentuée suivant des facteurs aggravant son risque comme :

— L'utilisation et occupation du sol.

— Interférence de l'homme en aménagement territoire.

— Négligence de l'importance de l'entretien des cours d'eau.

1.7 Notions fondamentales des cours d'eau

1.7.1 Lits du cours d'eau

Le lit d'un cours d'eau est un fond de vallée où l'eau provenant du ruissellement est concentrée. Le lit, de rivière ou de ruisseau, est la partie d'une eau courante qui limite l'écoulement des eaux vers le bas et vers les côtés. Il est le confinement physique normal d'un écoulement d'eau, ses frontières latérales étant les rives Les cours d'eau à eaux lentes ont tous un lit composé souvent d'alluvions. En hydraulique, il est appelé canal.

En fonction de la taille du cours d'eau, un lit de rivière (pour les grands ruisseaux, les rivières, les fleuves) et un lit de ruisseau (pour les petits ruisseaux, les rus) sont souvent différenciés. Il existe un lit majeur de cours d'eau et un lit mineur d'un cours d'eau.



Figure 1.3: *Lit du cours d'eau*

Dans la **figure 1.3** on voit que le lit de cours d'eau est ramifié avec des bancs de gravier rhombiques. L'eau est basse. Les lits d'eau sont formés par l'interaction complexe du climat local, de la géologie et de la géomorphologie, de la végétation et des influences de l'utilisation humaine. (https ://www.aquaportail.com)

1.7.2 Lit majeur d'un cours d'eau

Le lit majeur d'un cours d'eau détermine le lit maximum d'occupation d'un cours d'eau dans lequel l'écoulement ne s'effectue que temporairement lors du débordement des eaux hors du lit mineur d'un cours d'eau en période de très hautes eaux en particulier lors de la plus grande crue historique. (https ://www.aquaportail.com)

1.7.3 Lit mineur d'un cours d'eau

Le lit mineur d'un cours d'eau identifie la partie du lit de cours d'eau compris entre des berges franches ou bien marquées, dans laquelle l'intégralité de l'écoulement s'effectue la quasi-totalité du temps en dehors des périodes de très hautes eaux et de crues débordantes. (https ://www.aquaportail.com)

1.7.4 Berges

En géographie, la berge est la partie du terrain qui borde un cours d'eau ou un plan d'eau. Une berge matérialise la partie hors d'eau de la rive d'un cours d'eau (rivière, fleuve, torrent),

ou la zone entre les marques de marée haute et marée basse d'un plan d'eau (lac, mer, océan, lagune, estuaire).

Une berge est caractérisée par sa forme transversale avec des berges en pente douce, berge abrupte..., puis sa composition (sableuse...), sa végétation, la longueur de terrain ascendant en bordure d'un plan d'eau, en particulier un cours d'eau.



Figure 1.4: *Berge en pente douce*

1.8 Types d'inondations

Il existe au moins cinq types d'inondations :

1.8.1 Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux d'une importante intensité. Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts. . . etc.) qui font, en quelque sections, colmater le lit du cours d'eau et former des obstacles appelés embâcles. En cédant, ces embâcles libèrent brutalement l'eau qu'ils ont retenue. En conséquence à cela des dégâts très importants sont engendrés.

On parle de crues torrentielles, lorsque le temps de concentration d'un bassin est inférieur à 12h. Elles touchent, généralement, les bassins de montagnes et les régions méditerranéennes mais aussi de petits bassins au relief accentué et à forte capacité de ruissellement peuvent être concernés.

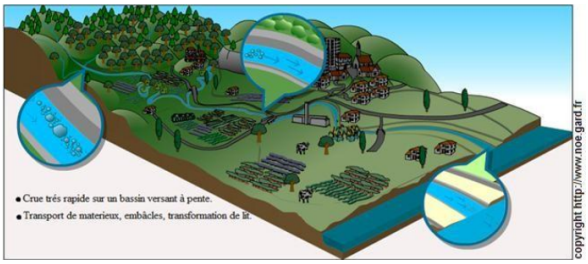


Figure 1.5: *Inondation par crue torrentielle*

1.8.2 Les inondations par débordement directe

Les inondations de plaine résultent d'épisodes pluviaux de longue durée et d'intensité modérée. Le sol recevant ces pluies est caractérisé par une faible capacité de ruissellement (lent à déclencher), par accumulation d'eau, dépassant sa capacité, le cours d'eau déborde, l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres avoisinantes.

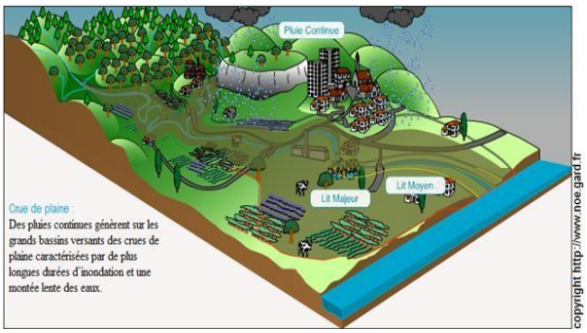


Figure 1.6: *Inondation de Plaine*

1.8.3 Inondations par remontées des nappes phréatiques

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

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous bâtisses, La noyade des ouvrages souterrains, tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sous les constructions.



Figure 1.7: *Inondation par remontées des nappes phréatiques*

1.8.4 Inondations par ruissellement

Les inondations par ruissellement abritent des phénomènes physiques différents selon qu'elles se produisent en milieu rural, péri urbain ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise. Il s'agit de phénomènes très locaux, intéressant les petits bassins versants. (Ledoux, 2006).

Le ruissellement pluvial urbain provoque d'importantes inondations lorsque les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus violentes et il demeure un phénomène naturel que l'on ne peut pas empêcher. Malheureusement, l'intervention humaine est parfois source d'aggravation de ce phénomène. (Merabet, 2006).

Ce type d'inondation est provoqué suite à des pluies exceptionnelles ou d'orages violents s'abattant sur un sol de capacité d'infiltration et de drainage insuffisantes. Cette insuffisance est due essentiellement à deux facteurs :

1. l'intensité des pluies est supérieure à l'infiltration du sol.
2. le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

1.8.5 Inondations marines

Les débordements marins sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer). Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires). (Spppi, 2004).

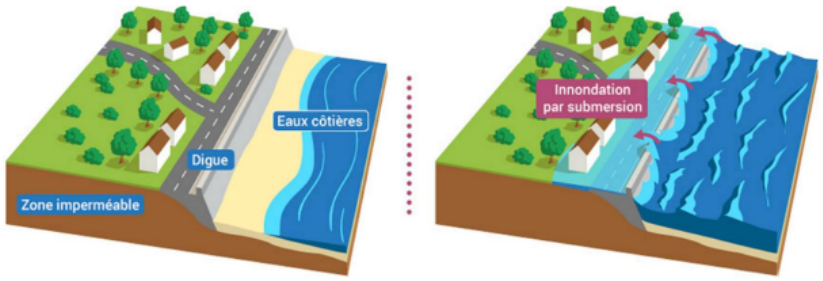


Figure 1.8: *Inondation par submersion marine.*

1.9 Les causes et sources des inondations

De multiple facteurs et variables peuvent jouer un rôle important dans la création d'inondation selon une origine naturelle et humaine, on cite :

— **Origine humaine indirecte :** elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

— **Origine humaine directe :** elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

— **Origine naturelle :** elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges, . . . etc.

1.10 Conséquences engendrées par les inondations

Aucun pays n'est épargné par les inondations, en effet, le phénomène touche la majorité des secteurs avec des dommages à degrés différents notamment le secteur de santé et vie, social et économique ainsi que le secteur environnement.

La table **1.1** résume les conséquences des inondations.

Tableau 1.1: *Conséquences des inondations*

Secteur	Conséquences
Santé et vie	Propagation des maladies infectieuses.
	Blessures physiques
	Décès
Socio-économique	Pertes financières
	Migration
	Destruction des infrastructures.
Environnement	Contaminations des eaux.
	Pertes animales
	Destructions des cultures

1.11 Les inondations en Algérie

L'Algérie, comme la plupart des autres pays du monde, connaît épisodiquement des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour les activités et une entrave pour le développement économique et social. Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues. Ces événements dramatiques engendrent souvent des bilans lourds de dégâts humains et matériels, cependant ils ne sont pas toujours procréés par des situations météorologiques exceptionnelles et se produisent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluviales saisonniers ordinaires.

Les crues et les inondations sont plus fréquentes que les séismes et les glissements de terrains. Ces phénomènes provoquent des catastrophes et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Ces crues, variables dans le temps et dans l'espace, sont violentes, parfois rapides et soudaines (flash flooding) et surtout imprévisibles.

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et inondations, qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et sociale (Lahlah, 2000). Plusieurs régions, de par leur topographie sont menacées par ces catastrophes hydrologiques aussi bien au Nord qu'au Sud (Touaïbia, 2000) Les inondations attribuables aux crues d'oueds et aux tempêtes de pluies se produisent dans toutes les régions du pays

L'inventaire des inondations à travers le pays pour la période allant de 1969 à 2008 révèle qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces évènements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace. Aussi, il ressort que des grandes inondations engendrées par des pluies exceptionnelles généralisées sur de grands bassins versants et pouvant toucher plusieurs

régions parfois l'ampleur d'une catastrophe nationale telle que : les inondations de l'automne 1968 en Algérie et de 1974 des bassins versant de l'algérois et de la Sebou encore 10 novembre 2001 qui furent les plus meurtrières de l'histoire des inondations en Algérie (protection civile 2010).



(a) **(b)**

Figure 1.9: *Inondations Bab el-oued octobre 2001*



(a) **(b)**

Figure 1.10: *Inondations Ghardaïa 10/2008*

Tableau 1.2: *Bilan des dégâts engendrés par les inondations*

Lieu	Date	Bilan des dégâts
Mostaganem	Novembre 1927	3000 morts, échelle de gravité : 5.
Azazga (Tizi Ouzou)	12/10/1971	40 décès, des centaines d'habitations détruites
Tizi Ouzou	28-31/03/1974	52 décès dans la wilaya, 18000 sinistrés. Dégâts estimés à 27 millions de DA
El-Eulma (Sétif)	01/09/1980	44 décès.
Annaba (centre-ville)	11/11/1982	26 décès, 9500 sinistrés, dégâts matériels importants
Skikda	30/01-4/02/1984	4 174 maisons démolies, 500 familles sinistrées. Terrains agricoles fortement endommagés,
Skikda	28-30/12/1984	11 décès, immersion de 400 hectares. Dégâts évalués alors à 50 millions DA
Jijel	29/12/1984	29 décès, 11000 sinistrés
Sidi Bel Abbés	04/10/1986	1 décès, 200 familles sans abri
Oued Rhiou	20/10/1993	22 décès, 14 blessés
Bordj Bou Arreridj	23/09/1994	16 décès, dégâts (10 millions DA)
Annaba	23-30/04/1996	5 décès.
Alger (Babel Oued)	09-11/11/2001	Plus de 700 décès, 115 disparus, des milliers de blessés dégâts (30 milliards de DA)
Skikda	17-11-2004	Plus de 100 familles sans abri, 219 familles sinistrées, établissements scolaires fermées (3 lycées, 6 collèges d'enseignement moyen et 4 écoles fondamentales)
Sud (régions d'Illizi, Adrar et Tamanrasset)	06-09/03/2005	3 décès, 09 disparus et 70 évacués par hélicoptère, routes,agriculture et infrastructures endommagées, plusieurs villages inondés
Tindouf	09-11/02/2006	50 à 60% d'infrastructures détruites aux camps des réfugiés sahraouis (12200 familles sans abri)
Bechar	18 Octobre 2007	2 morts emportés par les eaux
Ghardaïa	01 /10/2008	Plus de 34 décès et 50 blessés, maisons effondrées sur leurs habitants, des dizaines de véhicules emportés par les eaux, arbres arrachés, poteaux électriques ensevelis, dégâts aux surfaces agricoles plus de1000 maisons inondées dont 600 sont endommagées.
Bechar	10 /10/2008	8 morts, dégâts matériels importants, la plus grande inondation depuis 1959.

El-Bayad	01 /10/2011	Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes
Khenchela	02 /09/2013	3 enfants emportés par les eaux Destruction de zone agriculture.
Khenchela	14 /09/2016	1 personne disparue et des dégâts matériels considérables.
Tébessa	14 /09/2018	1 enfant mort, 18 blessés et des dégâts aux habitations et équipements publics
Illizi Djanet	09 Juin 2019	1 mort et de nombreux dégât matériels.

1.12 Conclusion

En Algérie, la majorité des crues et inondations sont dues à des précipitations torrentielles qui engendrent des dégâts humains et matériels considérables.

La ville de Médéa est confrontée aux phénomènes des crues et des inondations qui se manifestent de façon catastrophique, constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

La protection des agglomérations et zones d'activités de ce type de catastrophe fait appel à plusieurs disciplines, ceci pour déterminer les différents paramètres qui influent la formation des inondations ainsi de pouvoir donner des suggestions et des solutions appropriées.

Chapitre 2

Présentation de la zone d'étude.

2.1 Introduction

Ce second chapitre est consacré à la présentation générale du bassin versant de la zone d'étude afin de donner les indications géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension des mécanismes hydrologiques. En effet l'altitude, la pente et la forme d'un bassin versant reliées à la lithologie renseignent sur le type de réponse hydrologique du bassin.

2.2 Localisation et étendue de la zone d'étude

Le bassin à l'étude est localisé en Algérie du Nord entre les *35ième* et *37ième* parallèles Nord et les méridiens *2° 45'* et *3° 45'* Est. L'oued Isser est le cours d'eau qui draine le bassin depuis les versants Nord du Tell méridional jusqu'au réservoir du barrage Koudiat Acerdoune. Plusieurs villes et villages d'importance significative sont situés dans le bassin versant tels que Beni Slimane, Sidi Maamane, Khams Djouamaa, Bouchrahil, Mezerana, et Ain Dalia.

La figure **2.1** nous donne une idée sur l'emplacement du bassin versant.

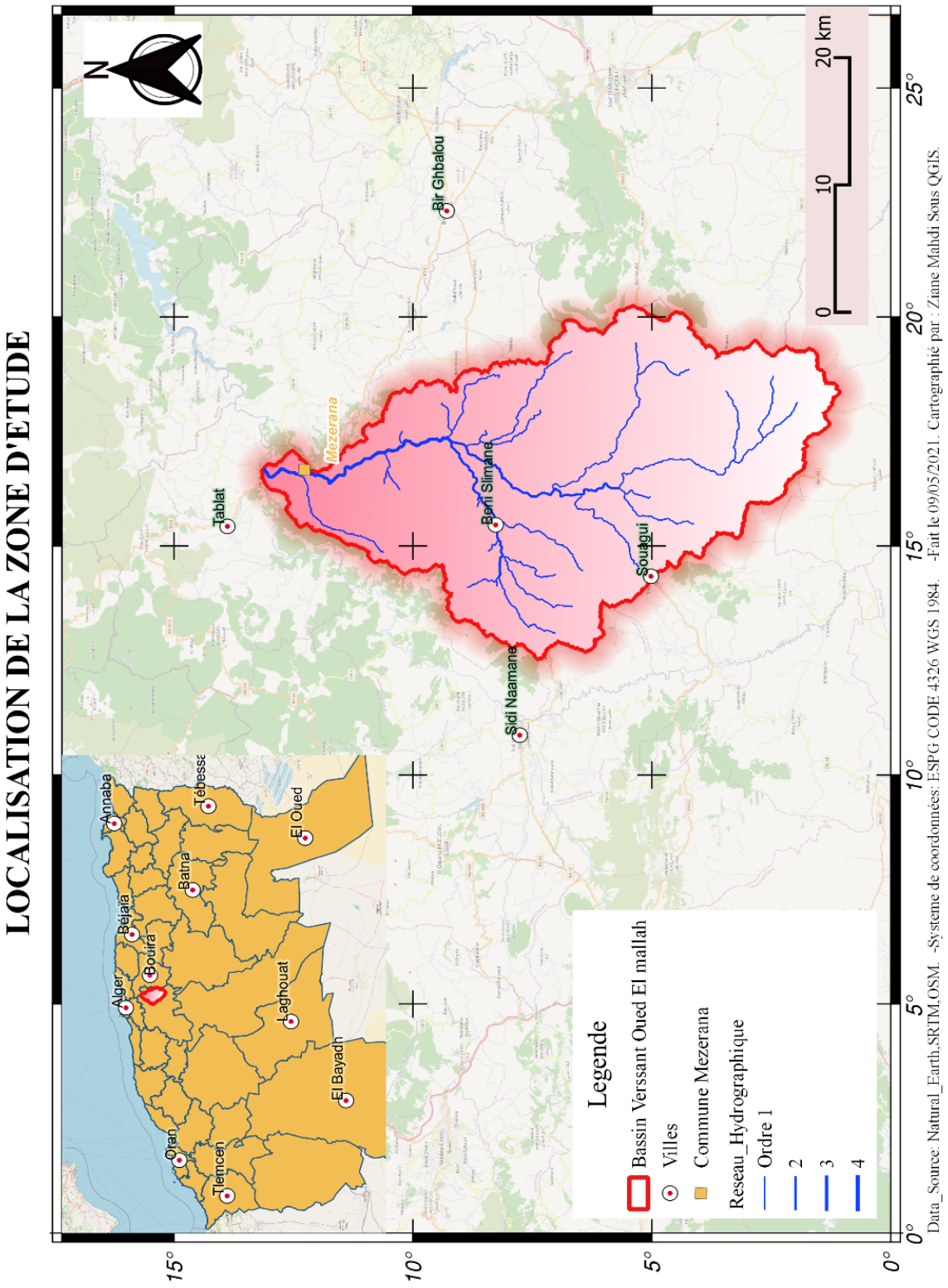


Figure 2.1: *Localisation et étendue de la zone d'étude*

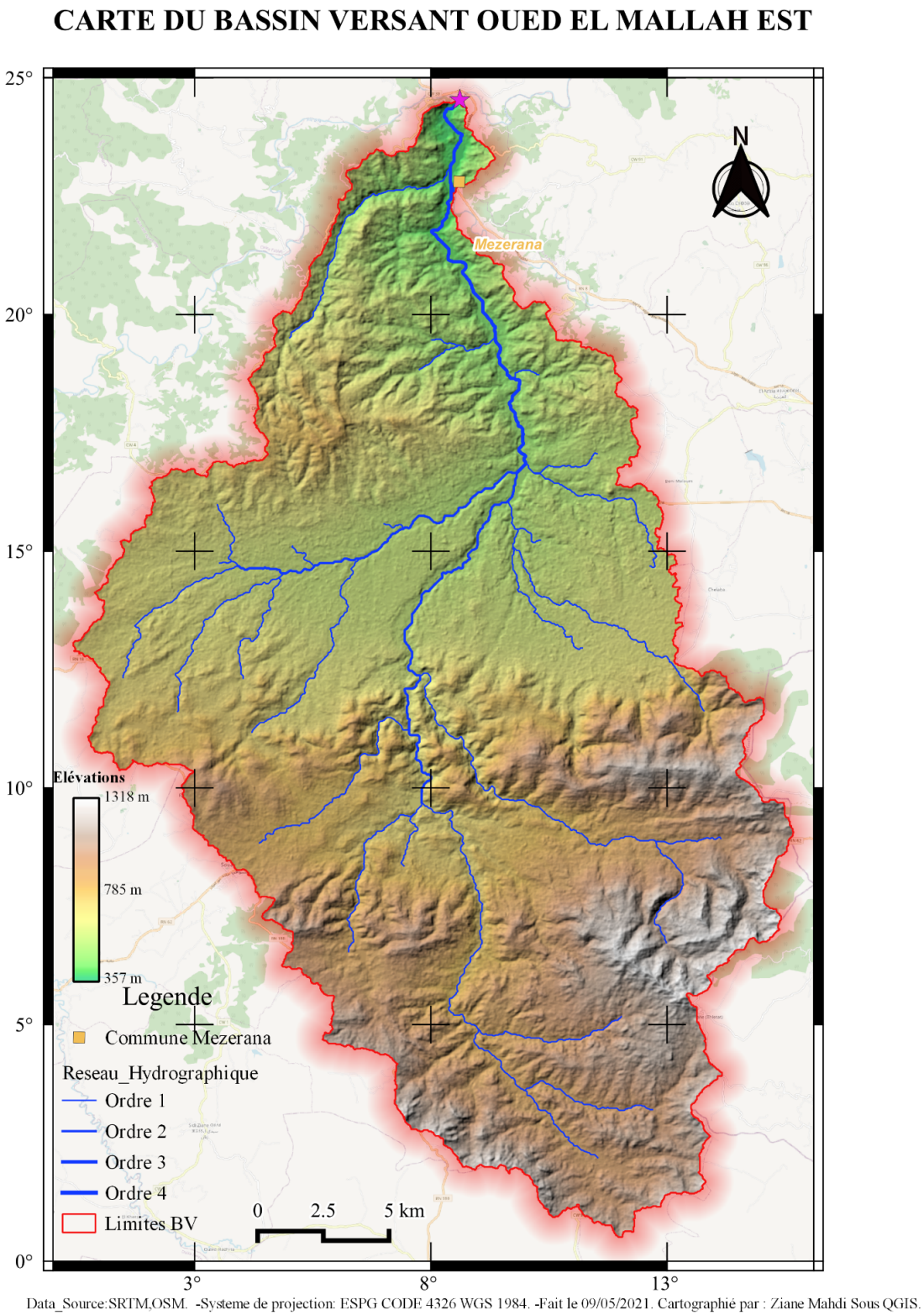


Figure 2.2: *Délimitation du bassin versant*

2.3 Description générale de la zone d'étude

2.3.1 Géologie

La géologie et la géomorphologie sont des caractéristiques importantes dans l'analyse et études de protection contre les inondations. On décrit le cadre tectonique, la stratigraphie générale et la géomorphologie de la zone d'étude ainsi que l'Algérie du Nord.

2.3.2 Cadre tectonique

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille Sud d'atlas **figure 2.3** Le premier, au Nord de l'Algérie, porte l'empreinte de la tectonique alpine, La seconde, la plate-forme saharienne, se situe au Sud de l'Atlas saharien et présente une tectonique moins prononcée.

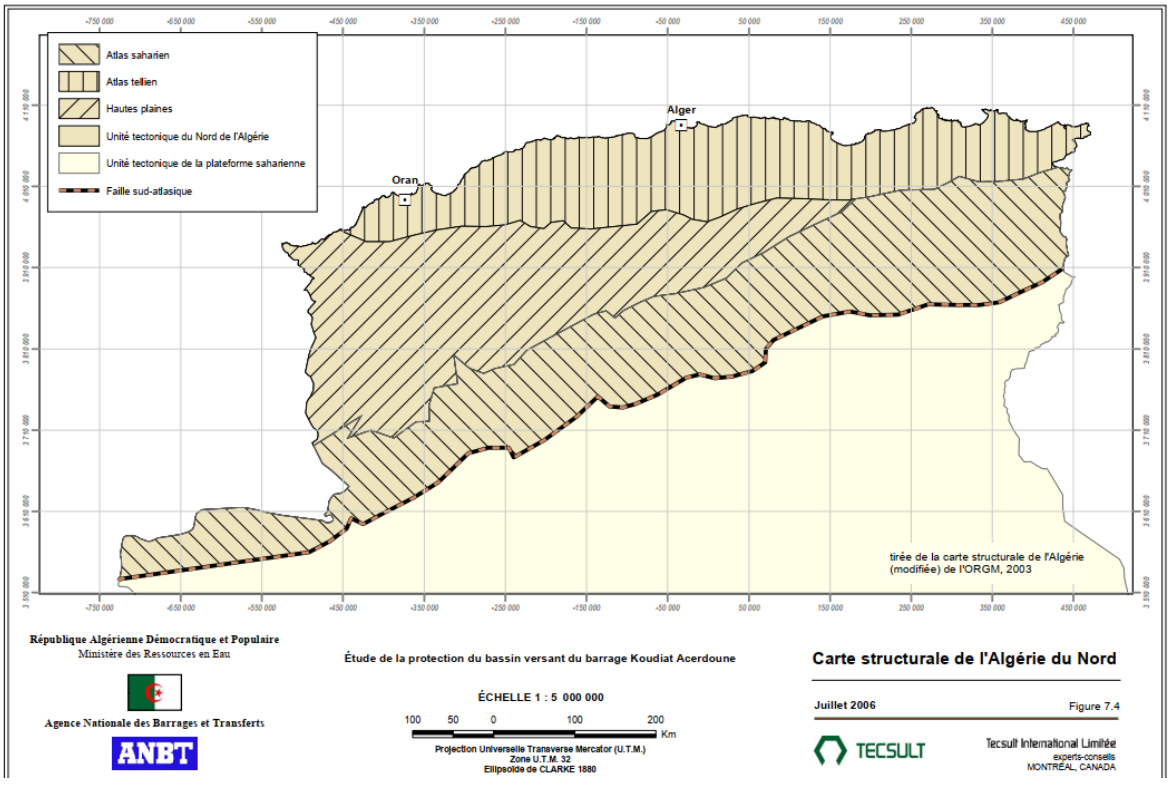


Figure 2.3: *Unités tectonique du nord Algérien*

2.3.3 géomorphologie

L'histoire géologique a façonné le relief de l'Algérie du Nord. Elle est pratiquement entièrement occupée par un gros bourrelet montagneux orienté de l'Ouest Sud-Ouest vers l'Est Nord-Est, allant d'une frontière à l'autre avec un ensemble de hautes terres et de basses plaines étroites. La figure **2.3** illustre la lithologie de la zone étudiée.

2.4 Climat

L'Algérie du Nord se distingue par trois biogéographies différentes :

1. **Domaine méditerranéen :**
   - **Humide :** se localise à l'Est englobant une bonne partie de la Kabylie du Djurdjura ; il couvre une large bande littorale dans le Tell Constantinois.
   - **Subhumide :** comprend le versant méridional du Tell Constantinois, la chaîne des Bibans.
   - **Semi-aride :** s'étend du Tell Oranais - y compris la bordure des Hautes Plaines jusqu'aux chaînes d'atlas constantinoises en passant par le versant méridional du Tell Central.
2. **Domaine aride :** Comporte les Hautes Plaines Algéroises et de l'Oranie, la cuvette du Hodna et l'Atlas saharien. Sa limite méridionale englobe une partie plus ou moins large du piémont Sud de l'atlas.
3. **Domaine désertique :**Dont les sols désertiques sont peu évolués et dépourvus d'humus.

La zone d'étude étant au niveau du bassin versant oued El-Mallah, son climat est Un climat tempéré chaud, les pluies sont moins importantes qu'elles ne les sont en hiver. La carte climatique de Koppen y classe la zone d'étude comme un climat de classe Csa comme le montre la **figure 2.4** .La température moyenne annuelle de cette zone est de 15.9 C°, il tombe en moyenne 603 mm de pluie par an.

2.4.1 La pluviosité et la température

Du côté Ouest du pays, la côte et la région du Tell reçoivent en moyenne 500 mm de précipitation par année, variant de 400 et à 700 mm selon les régions. Les Hauts Plateaux en reçoivent à peine 150 mm Au centre du pays, les précipitations annuelles près de la côte et dans la région du Tell sont d'environ 750 mm, alors qu'elles atteignent rarement les 500 mm dans la région des Hauts Plateaux. Dans l'Est du pays, les précipitations moyennes annuelles sur la côte sont de l'ordre de 1000 mm, mais de 500 mm dans la région du Tell.

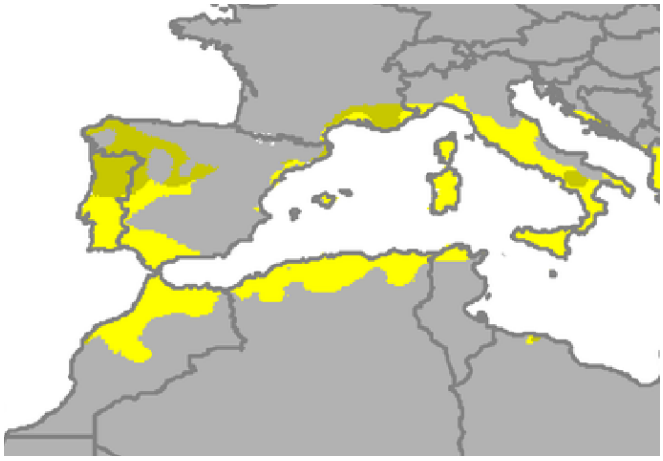


Figure 2.4: *Régions du climat méditerranéen*

Certaines régions montagneuses de l'Est de l'Algérie reçoivent jusqu'à 1600 mm de précipitation par année. Les Hauts Plateaux reçoivent de faibles précipitations avec une moyenne annuelle de 350 mm.

Les Précipitations moyennes les plus faibles pour la zone d'étude, bassin versant oued El Mallah, sont enregistrées en juillet avec 9 mm seulement. Une moyenne de 74 mm fait de mois d'avril le mois ayant le plus haut taux de précipitations, Avec une température de 27.0C° le mois de juillet se distingue comme le mois le plus chaud de l'année, et 6.5C° font que le mois de janvier soit le plus froid de l'année, comme l'illustre la **figure 2.4**.

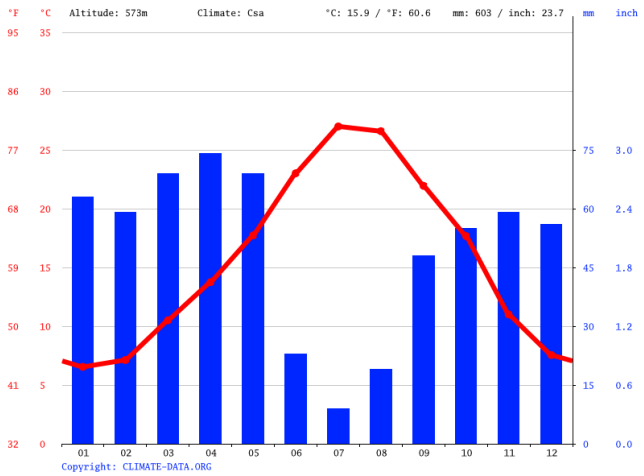


Figure 2.5: *Diagramme des précipitations et températures de Beni Slimane*

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep-tembre	Octobre	No-vembre	Dé-cembre
Température moyenne (°C)	6.5	7.1	10.5	13.8	17.7	23	27	26.6	21.9	17.7	11	7.6
Température minimale moyenne (°C)	2.3	2.4	5.1	7.8	11.4	16	19.6	19.7	16.2	12.3	6.8	3.6
Température maximale (°C)	11.8	12.6	16.5	20.2	24.4	30.4	34.9	34.4	28.9	24.1	16.2	12.5
Précipitations (mm)	63	59	69	74	69	23	9	19	48	55	59	56
Humidité(%)	78%	75%	69%	64%	60%	48%	40%	42%	55%	61%	74%	79%
Jours de pluie (jrée)	8	7	7	8	7	4	2	3	6	6	7	7
Heures de soleil (h)	5.9	6.6	7.8	9.3	10.8	12.5	12.7	11.8	10.2	8.6	6.4	5.8

Figure 2.6: *Récapitulatif du climat de la zone d'étude*

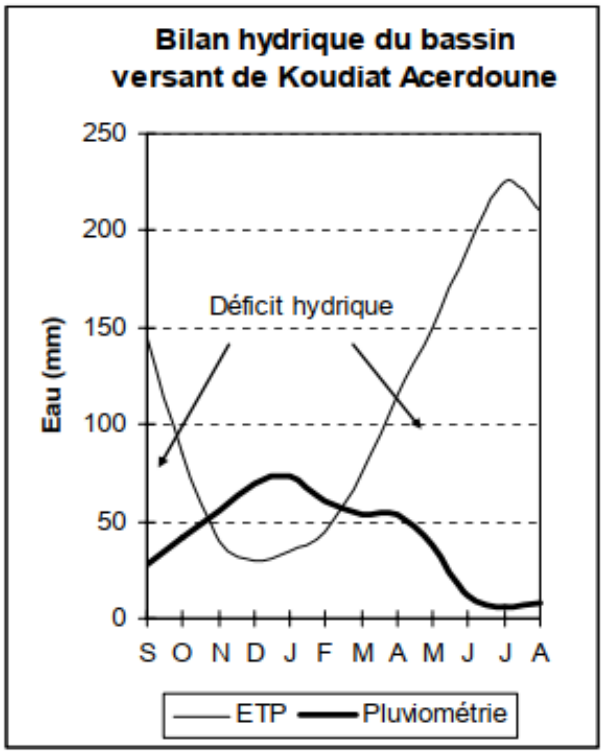


Figure 2.7: *Bilan hydrique du bassin Koudiat Acerdoune*

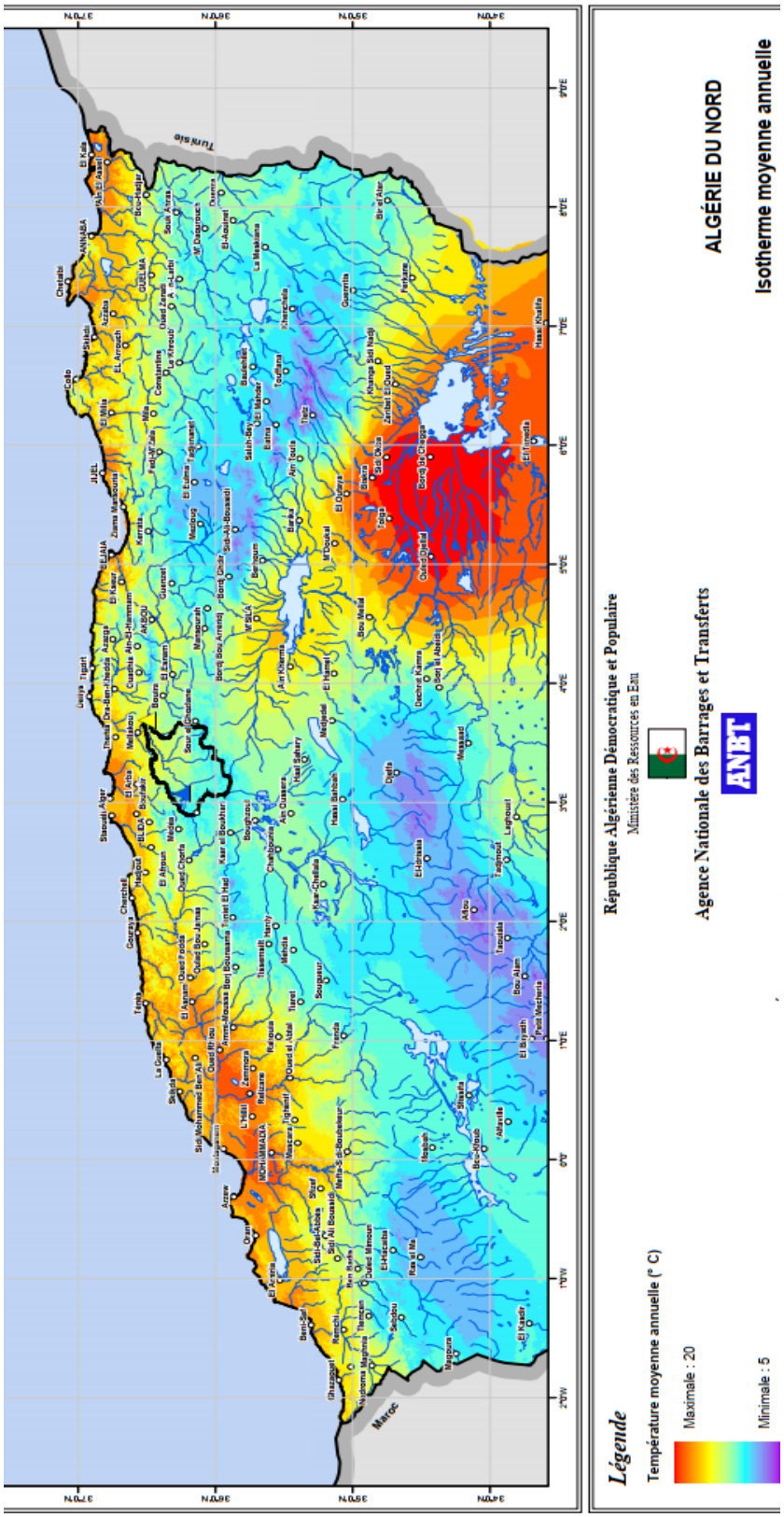


Figure 2.8: *Distribution de température du nord Algérien*

2.4.2 Humidité

L'air est très humide durant les mois de juin à octobre. Ce sont les vents marins qui transportent une brume gorgée d'eau qui rendent l'air aussi humide. Le climat méditerranéen maintien l'air humide sur la côte avec une humidité relative tournant autour de 60 % à 70 % toute l'année. Toutefois, en s'éloignant de la mer, l'humidité relative de l'air diminue. Les montagnes agissent comme une barrière qui retient l'air humide, les terres intérieures présentent alors des humidités relatives moyennes allant jusqu'à 15 % en saison sèche, le mois le plus sec étant généralement le mois de juillet.

2.4.3 Insolation

Dans notre zone d'étude, nous constatons d'après la figure illustrant l'insolation que, En juillet, le plus grand nombre d'heures d'ensoleillement quotidien est mesuré en moyenne à 12.7 heures par jours et un total de 394.9 heures d'ensoleillement en juillet.

En janvier, Il y a en moyenne 5.8 heures d'ensoleillement par jours et un total de 180.5 heures d'ensoleillement en janvier.Environ 3305 heures d'ensoleillement sont comptées à Beni Slimane tout au long de l'année, il y a en moyenne 109 heures d'ensoleillement par mois. (Source : www.climate-data.org).

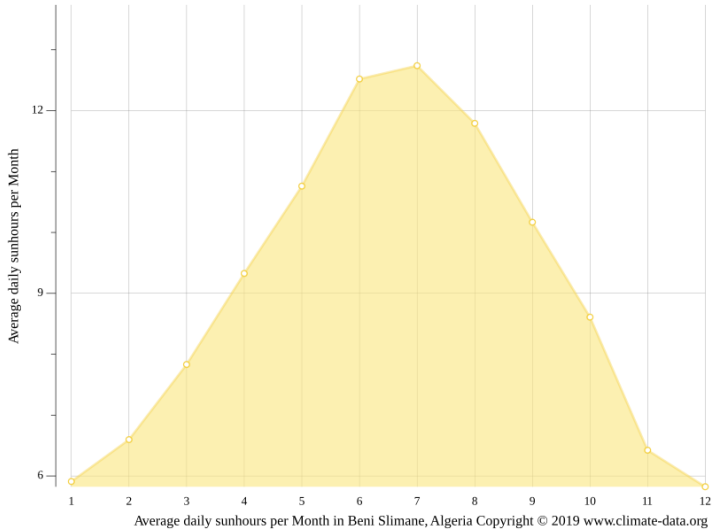


Figure 2.9: *Ensoleillement journalier dans la zone d'étude*

2.4.4 Vents

D'octobre à mai, les vents soufflent dans la direction du Nord-Ouest. Après le mois de mars, ils oscillent du Nord à l'Ouest. Ces vents sont froids et secs. Durant l'été, le vent est plus dépendant

des caractéristiques locales de chaque zone. Ainsi, sur la côte, l'air étant tempéré, le vent se fait plutôt calme. Toutefois, dans les terres intérieures, l'air étant plus chaud, les vents du Sud et Sud-Est viennent parfois raser le sol. Ce vent est appelé le Simoun (par les Arabes) ou le Siroco (par les Espagnols). Ce vent crée des tourbillons de poussières qui absorbent toute l'humidité de l'air et élève la température au-dessus de 45 °C.

2.4.5 Évapotranspiration

L'évapotranspiration moyenne annuelle pour l'Algérie du Nord est d'environ 1500 mm. Toutefois, les valeurs varient de l'Est à l'Ouest ainsi que du Nord au Sud. La tendance est que l'évapotranspiration est un peu plus importante dans l'Ouest du pays que dans l'Est, la zone côtière présente des valeurs plus élevées que la région montagneuse du Tell et les Hauts Plateaux. La tendance Est-Ouest est vraie tout au long de l'année, alors que la relation Nord-Sud est valide seulement pour les mois d'hiver. L'été, l'évapotranspiration est plus élevée en montagne et sur les Hauts Plateaux que sur la côte. Les valeurs sont minimales au mois de décembre, avec à peine 45 mm d'évapotranspiration en région côtière, environ 30 mm dans les montagnes telliennes, et près de 40 mm dans les Hauts Plateaux. Le maxima est atteint en juillet, avec un peu plus de 200 mm sur la côte, près de 240 mm dans l'Atlas Tellien, et environ 250 mm sur les Hauts Plateaux.

CARTE LITHOLOGIQUE

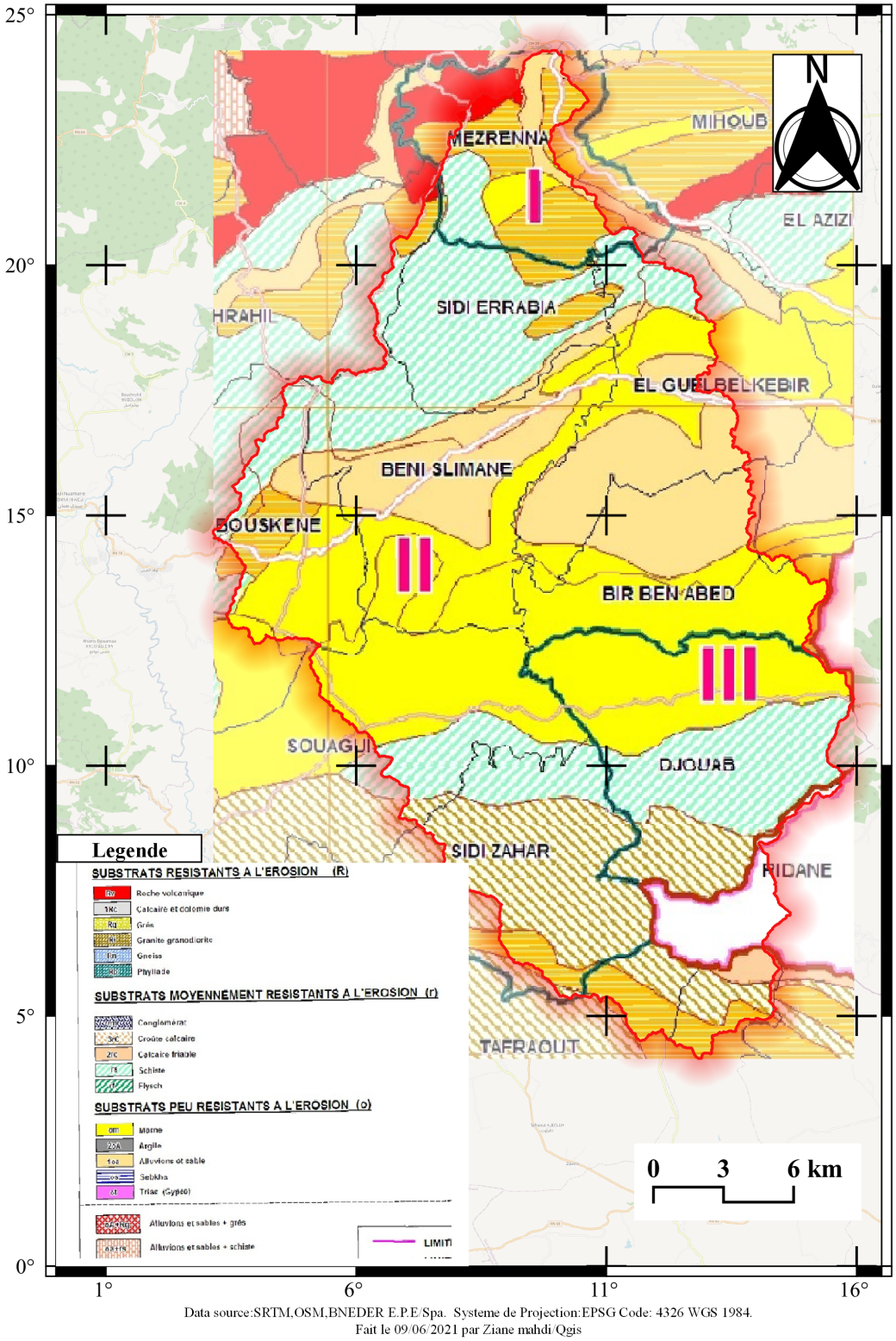


Figure 2.10: *Carte illustrative de la géologie du bassin oued el mallah*

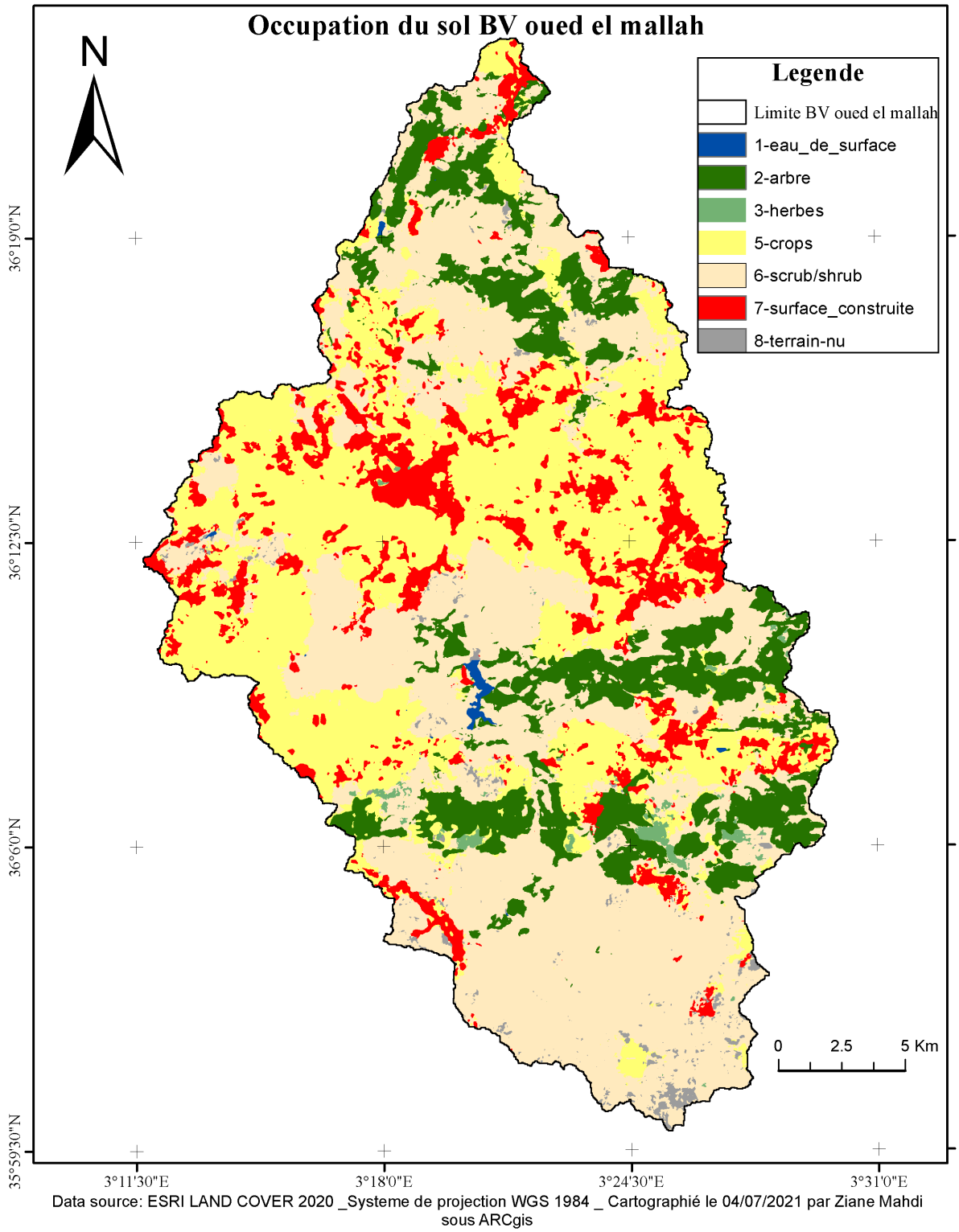


Figure 2.11: *Carte d'occupation des sols du bassin versant oued El Mallah*

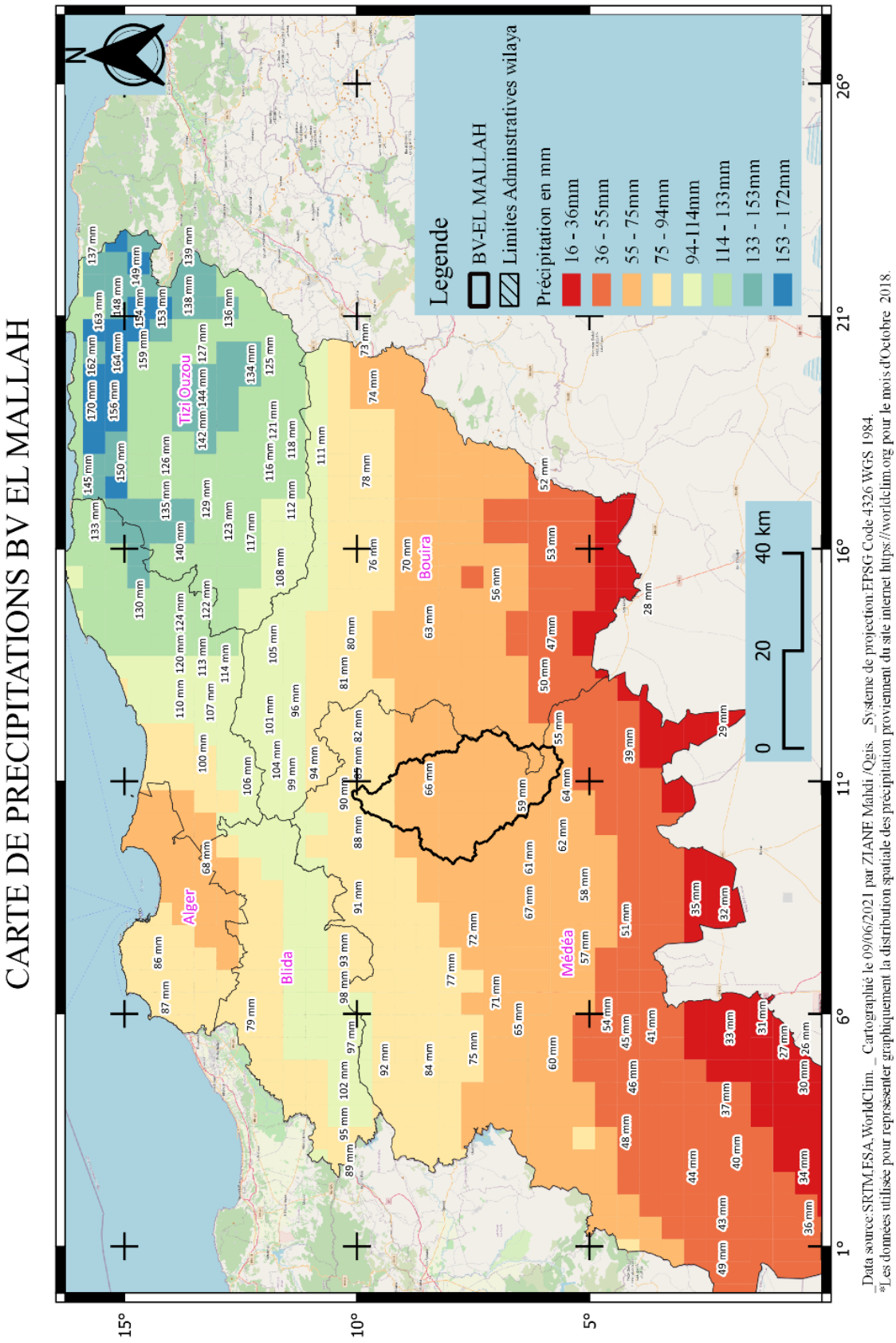


Figure 2.12: *Distribution spatiale de précipitations dans le bassin oued el mallah et ses alentour*

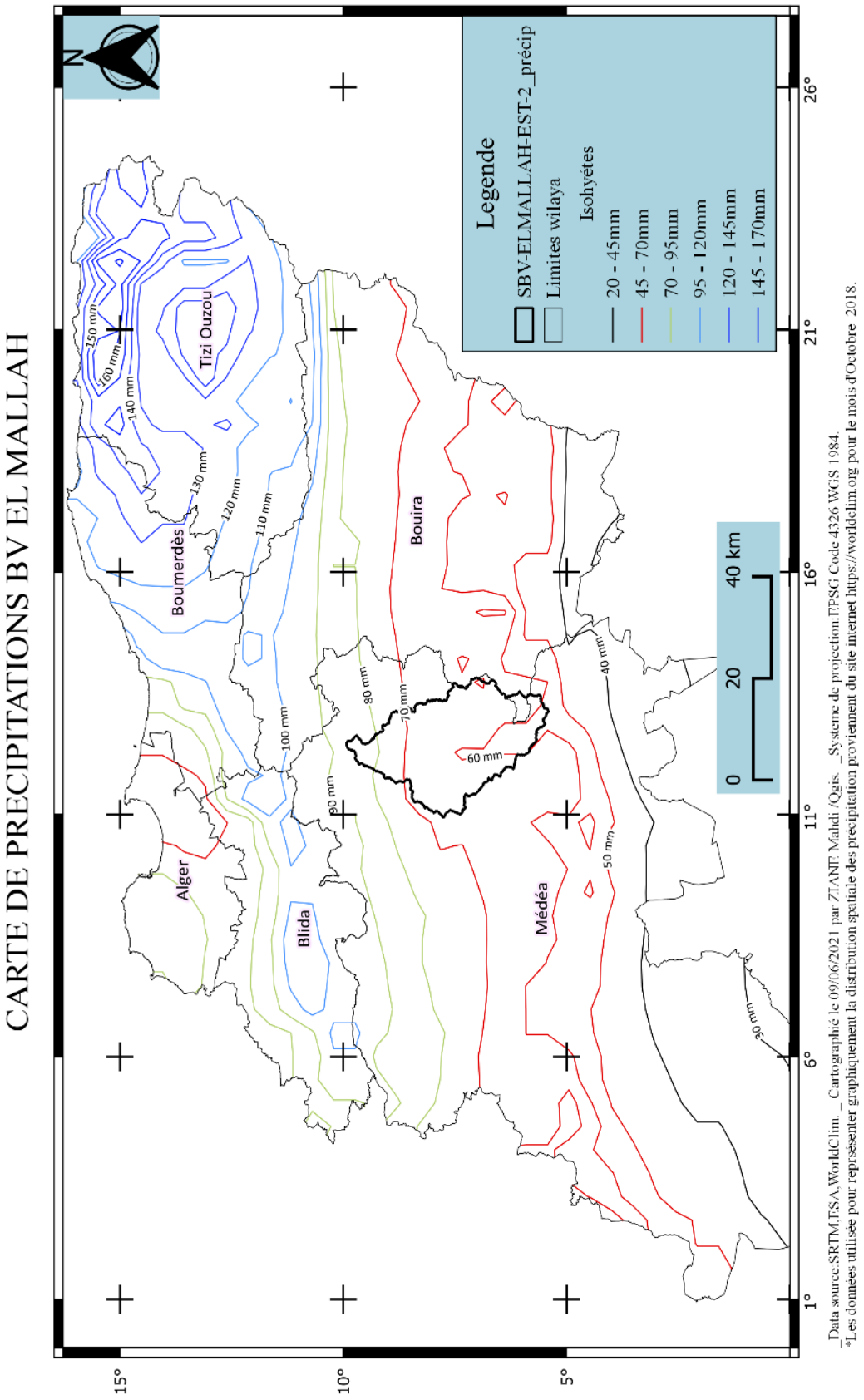


Figure 2.13: *Illustration en courbes Isohyètes des précipitations dans la région de Médéa.*

2.5 Conclusion

L'oued El-mallah, situé en nord-est d'Algérie, qui se déverse dans le grand oued Isser qui par la suite alimente le barrage Koudiat Acerdoune dont le bassin versant appartient à la zone climatique semi-aride avec une pluviométrie moyenne annuelle de 500 mm

Après une étude géologique et lithologique, on constate que la majeure partie du bassin est constituée par des terrains dont la nature lithologique suggère un comportement plutôt favorable au ruissellement et à la formation des crues.

Chapitre 3

Étude hydrologique

3.1 Introduction

L'hydrologie est la science qui s'intéresse à tous les aspects du cycle de l'eau, et en particulier aux échanges entre la mer, l'atmosphère (océanographie, climatologie...), la surface terrestre (limnologie) et le sous-sol (hydrogéologie). L'hydrologue contribue à la connaissance et gestion des ressources en eau et à leur durabilité en rapport avec les bassins versants environnementaux. (Wikipedia.org)

Donc l'étude hydrologique est très importante pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Ce chapitre a donc pour objectif de déterminer les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité le bassin versant de « l'oued El-Mallah » de la ville de Mezerana et déterminer ces caractéristiques en utilisant le logiciel Qgis. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement de l'oued qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

3.2 Bassin versant

Le bassin versant est l'unité de base pour la détermination du bilan hydrologique. Il est défini comme la surface parcourue par un cours d'eau et ses affluents. Un cours d'eau prend généralement naissance dans une zone à reliefs et draine la surface topographique. Les écoulements convergent vers la section la plus basse du cours d'eau appelée exutoire.

3.3 Étude Géomorphologique

3.3.1 Caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent un rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

En effet, deux bassins voisins avec les mêmes conditions climatiques, géologiques et des caractéristiques morphologiques différentes, réagissent différemment du point de vue régime d'écoulement.

Surface et Périmètre

L'aire est la portion du plan délimitée par la ligne de crête. Sa mesure est faite soit à l'aide d'un planimètre, ou par la méthode des petits carrés, et elle est généralement exprimée en km^2. Tandis que le périmètre est la longueur, généralement exprimée en km, sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre.

Le bassin versant du oued El-Mallah couvre une superficie de $A = 627.3km^2$ avec un périmètre totale de $P = 189.4km$ et un indice de compacité de Gravélius de 2.12, la longueur du cours d'eau principal $L_{cp} = 56km$.

Le table **3.1** résume les principales caractéristiques physiographiques du bassin versant :

Tableau 3.1: *Caractéristiques physiographiques du bassin versant Oud El-Mallah*

Caractéristique	Valeur
Superficie du bassin versant	627.3 km2
Périmètre du bassin versant	189.4 km
Longueur de rectangle équivalent	87.5 km
Largeur du rectangle équivalent	7.17 km
Indice de compacité de Gravelius (KG)	2.117
Dénivelée moyenne	420 m
Dénivelée spécifique (H5%-H95%)	240.4 m
Pente moyenne du Bassin	17.16 m/km
Indice global de pente (IG)	4.8
Pente moyenne de l'oued principal	10.98 m/km
Densité du drainage	0.337 km/km2

Indice de compacité de Gravelius (KG)

Selon M. GRAVELIUS (Laborde 2000), la forme du bassin a une influence directe sur le comportement de l'écoulement superficiel. On caractérise cette forme par un paramètre appelé : Indice de compacité (KG), appelé aussi indice de forme, qui n'est autre que le rapport entre le périmètre $P(km)$ du bassin et le périmètre d'un cercle de même superficie $A(km^2)$. Il est donné par la formule suivante :

$$KG = \frac{P}{2\sqrt{A\pi}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{A}} \tag{3.1}$$

avec :

— A :Superficie du bassin(Km^2)

— P :Périmètre du bassin (Km)

— KG :Indice de compacité de Gravélius.

Pour

— $KG = 1.3$ On dit que le bassin est compact.

— $1 < KG < 1.3$ On dit que le bassin est moins compact.

— $KG > 1.3$ On dit que le bassin est allongé.

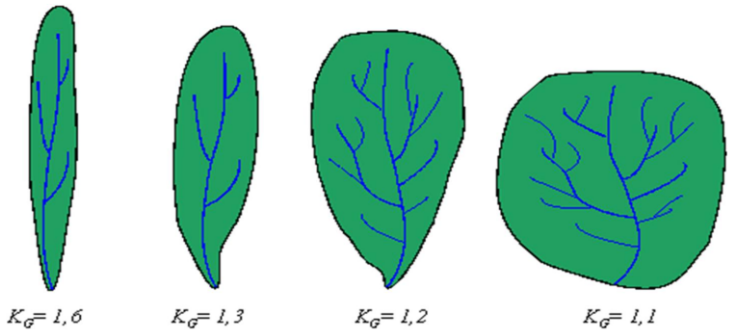


Figure 3.1: *Différentes formes d'un bassin versant selon le coefficient de Gravelius KG*

Plus le KG est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration T_c.

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par :

$$KG = \frac{0.28 * 189.4}{\sqrt{627.3}} = 2.117 > 1.3$$

Alors, notre bassin versant est de forme allongée.

Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, est une en vertu de laquelle on assimile le bassin à un rectangle ayant le même indice de compacité et la même hypsométrie que le bassin étudié. Ce dernier permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L_r + l_r) \tag{3.2}$$

$$A = L_r \times l_r \tag{3.3}$$

La longueur L et la largeur l en km sont données par la résolution de P et A :

$$KG = 0.282\frac{P}{\sqrt{A}} \tag{3.4}$$

De ces trois dernières équations on obtient :

$$l_r = \frac{KG}{1.12} \times \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG}\right)^2}\right] \tag{3.5}$$

$$L_r = \frac{KG}{1.12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG}\right)^2}\right] \tag{3.6}$$

avec :

— L_r et l_r : la longueur la largeur du rectangle (km)

— A : la surface du bassin versant (km^2).

— KG : l'indice de compacité.

Dans notre cas L_r= 87.52 km et l_r= 7.17 km. Donc la surface et périmètre du rectangle équivalent sont respectivement :

$$S_r = L_r \times l_r = 627.3(km^2)$$

$$P_r = 2(L_r \times l_r) = 198.4(km)$$

3.4 Étude du relief

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

3.4.1 La Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphe, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après détermination des surfaces partielles. Elle représente la fraction de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives. On la considère comme une sorte de profil du bassin versant et sa pente moyenne

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel Qgis. Les résultats obtenus lors de la manipulation sont regroupés et présentés dans les figures **3.3** et **3.4** :

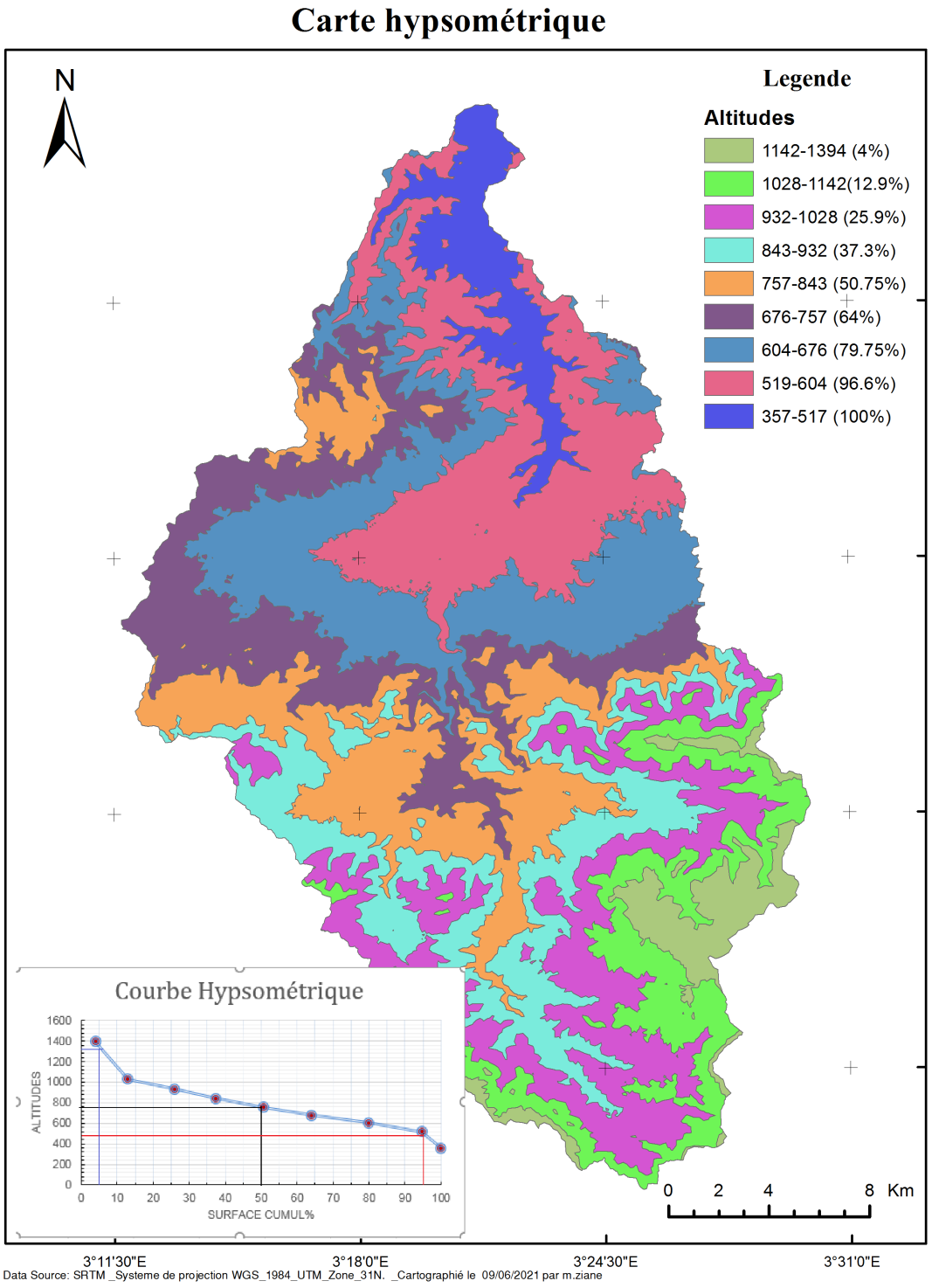


Figure 3.2: *Illustration d'hypsométrie du bassin versant Oued El mallah.*

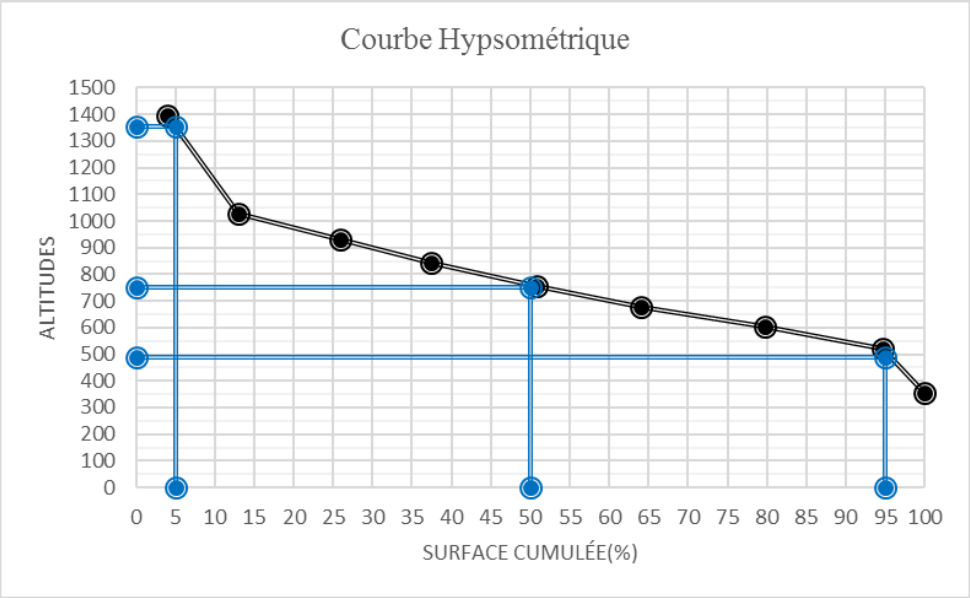


Figure 3.3: *Courbe hypsométrique du bassin d'oued El Malleh*

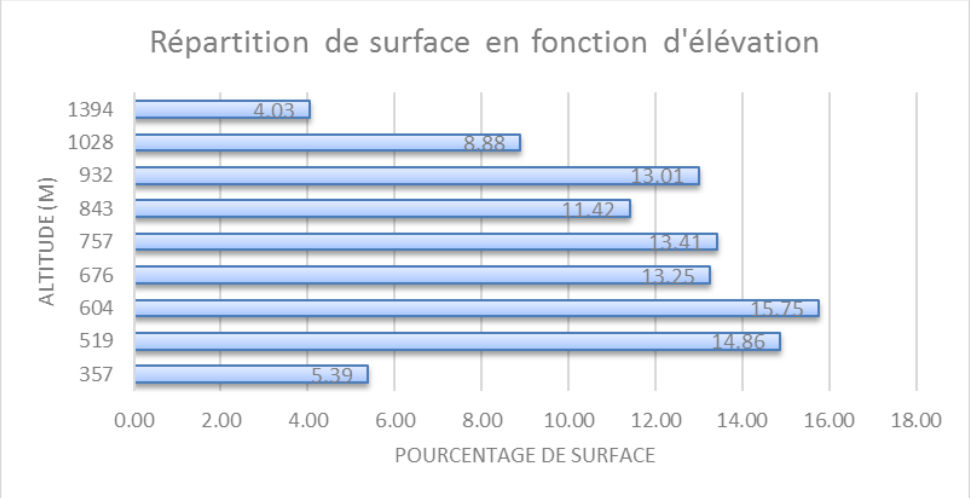


Figure 3.4: *Répartition des surfaces partielles en fonction d'élévation au niveau du bassin.*

Tableau 3.2: *Élévations et pourcentage des surfaces cumulées*

Élévation(m)	\% surface partielle	\% surface cumulée
1394	4.03	4.03
1028	8.88	12.91
932	13.01	25.92
843	11.42	37.34
757	13.41	50.75
676	13.25	64.00
604	15.75	79.75
519	14.86	94.61
357	5.39	100.00

Les principales caractéristiques d'altimétries correspondent à :

1. **L'altitude maximale et minimale $H_{max} - H_{min}$:**
   Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température et la précipitation.
2. **L'altitude moyenne H_{moy} :**
   C'est le rapport entre la somme des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant (A)
   $$H_{moy} = \sum \frac{A_i \times H_i}{A} \tag{3.7}$$
   avec :
   - A_i : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km^2).
   - Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).
   - A : Surface totale du bassin versant en (Km^2)
3. **L'altitude H5% :**
   C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
   Dans notre cas $H_{5\%} = 1320m$.
4. **L'altitude médiane H50% :**
   C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.
   Dans notre cas $H_{50\%} = 750m$.

5. **L'altitude médiane H95% :**

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

   Dans notre cas $H_{95\%} = 480m$.

Les résultats de calculs sont résumés dans la table **3.3**

Tableau 3.3: *Caractéristiques d'altimétries du bassin versant Oued El-Mallah.*

Altitude	$H_{min(m)}$	$H_{max(m)}$	$H_{moy(m)}$	$H_{5\%(m)}$	$H_{50\%(m)}$	$H_{95\%(m)}$
BV Oued El-Mallah	357 m	1350 m	785 m	1320 m	750 m	480 m

3.4.2 Les indices de pente

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. On les utilise aussi dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

1. **La pente du bassin versant :**

$$I_{bv} = (H_{max} - H_{min})/L_{cp} \tag{3.8}$$

   avec :

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

   — H_{max} etH_{min} : Altitudes maximale et minimale (m)

   Dans notre cas :

$$I_{bv} = (1350 - 357)/56 = 17.16m/km$$

   .

2. **La pente moyenne du bassin versant :**

$$I_{mbv} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 +, , , +0.5L_n)}{A} \tag{3.9}$$

   avec :

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

   — L_1, L_2, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

   — A : Superficie du bassin versant (Km^2).

Tableau 3.4: *Calcul de pente moyenne du bassin versant*

Elev(m)	Longueur (km)	ΔH	Surface bv	Pente moy bv
400	14.847	100	627.3	160.66
500	74.647			
600	162.638			
700	140.685			
800	166.287			
900	141.929			
1000	159.567			
1100	102.732			
1200	45.753			
1300	12.331			

Dans notre cas I_{bv}=160.66 m/km.

3. **Indice de pente moyenne d'un cours d'eau :** La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer entièrement ou en partie dans le sol.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r} \tag{3.10}$$

avec :

— $H_{max} - H_{min}$: Altitude maximale et minimale (m).

— L_r Longueur du rectangle équivalent (km).

Dans notre cas :

$$I_{pm} = (1350 - 357)/87.52 = 11.35 m/km$$

4. **Indice de pente globale (I_g) :** Cet indice représente la pente moyenne de 90% de la superficie du bassin, il est obtenu à partir de la courbe hypsométrique, en prenant en compte la dénivelée (D) entre les altitudes $H_{5\%}$ – $H_{95\%}$.

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \tag{3.11}$$

.

avec :

— $H_{5\%} - H_{95\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 5% et 95% de la surface total (m).

— L_r Longueur du rectangle équivalent (km).

Dans notre cas :

$$I_g = \frac{1320 - 480}{87.52} = 9.59m/km = 0.0095m/m$$

Tableau 3.5: *Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.*

Relief	Valeur de Ig
Relief très faible	Ig< 0.002
Relief faible	0.002< Ig <0.005
Relief assez faible	0.005< Ig <0.01
Relief modéré	0.01< Ig <0.02
Relief assez fort	0.02< Ig <0.05
Relief fort	0.05< Ig <0.1
Relief très fort	0.1> Ig

La dénivelée spécifique D_s :

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M. (**tableau 3.6**) qui permet définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme étant un paramètre qui donne une idée générale sur le relief du bassin, elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g\sqrt{A} = D\sqrt{I/L_r} \tag{3.12}$$

Dans notre cas : $D_s = 9.59 \times \sqrt{627.3} = 240.20m$

Tableau 3.6: *Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.*

Classe	Intervalle	Type du relief
R1	Ds $<$ 10 m	Relief très faible.
R2	10$<$ Ds $<$25 m	Relief faible.
R3	25$<$ Ds $<$50 m	Relief assez faible.
R4	50$<$ Ds $<$100 m	Relief modéré.
R5	100$<$ Ds $<$250 m	Relief assez fort.
R6	250$<$ Ds $<$500 m	Relief fort.
R7	Ds $>$500 m	Relief très fort.

Tableau 3.7: *Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant d'Oued El mallah EST.*

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente moyenne du bassin versant	Imbv	m/km	17.16
Pente moyenne du cours d'eau principal	Imcp	m/km	11.35
Indice de pente global	Ig	m/km	9.59
Dénivelée spécifique	Ds	m	240.20
Relief	/	/	Fort

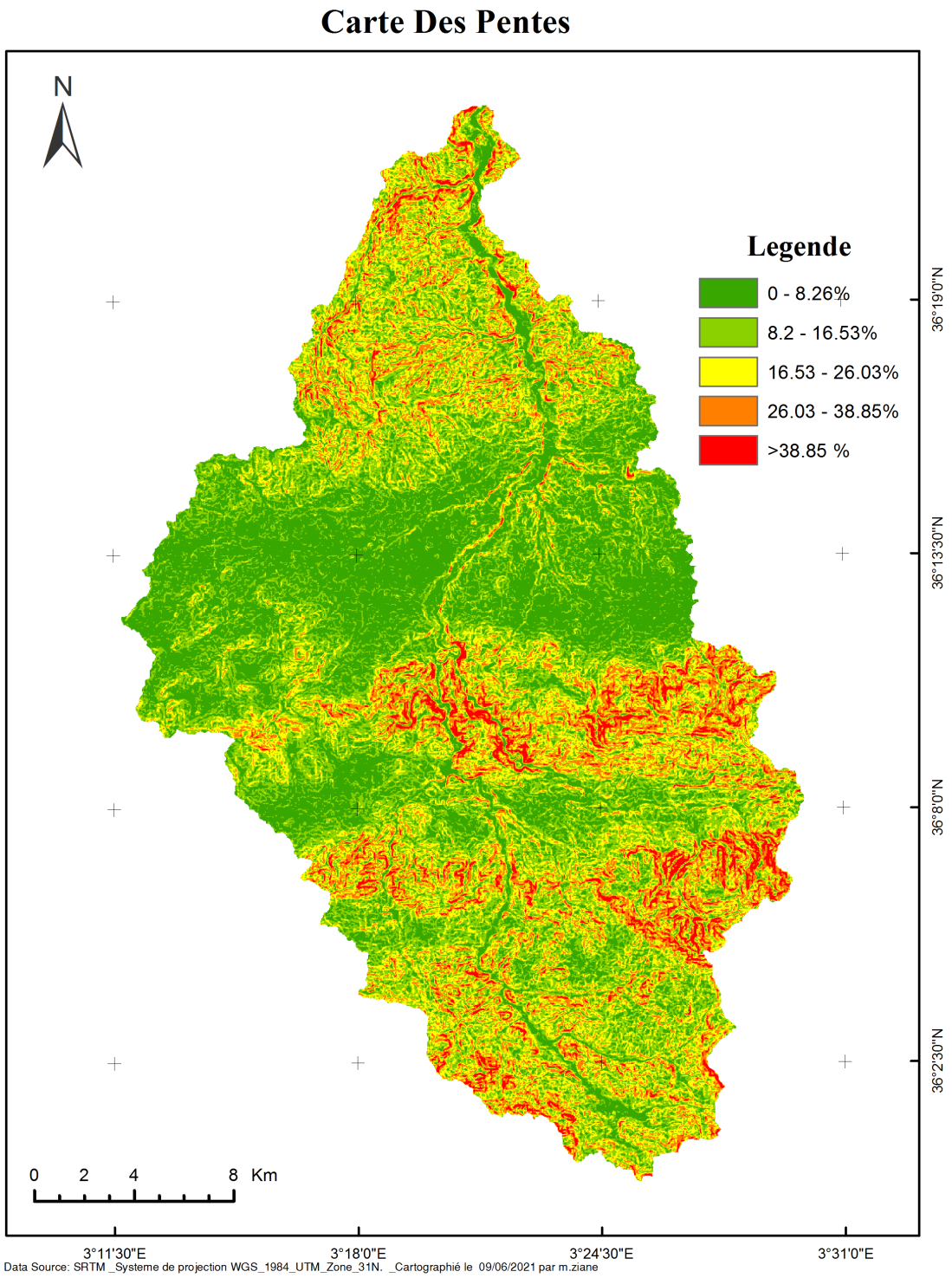


Figure 3.5: *Illustration des classes de pente du bassin versant Oued El mallah.*

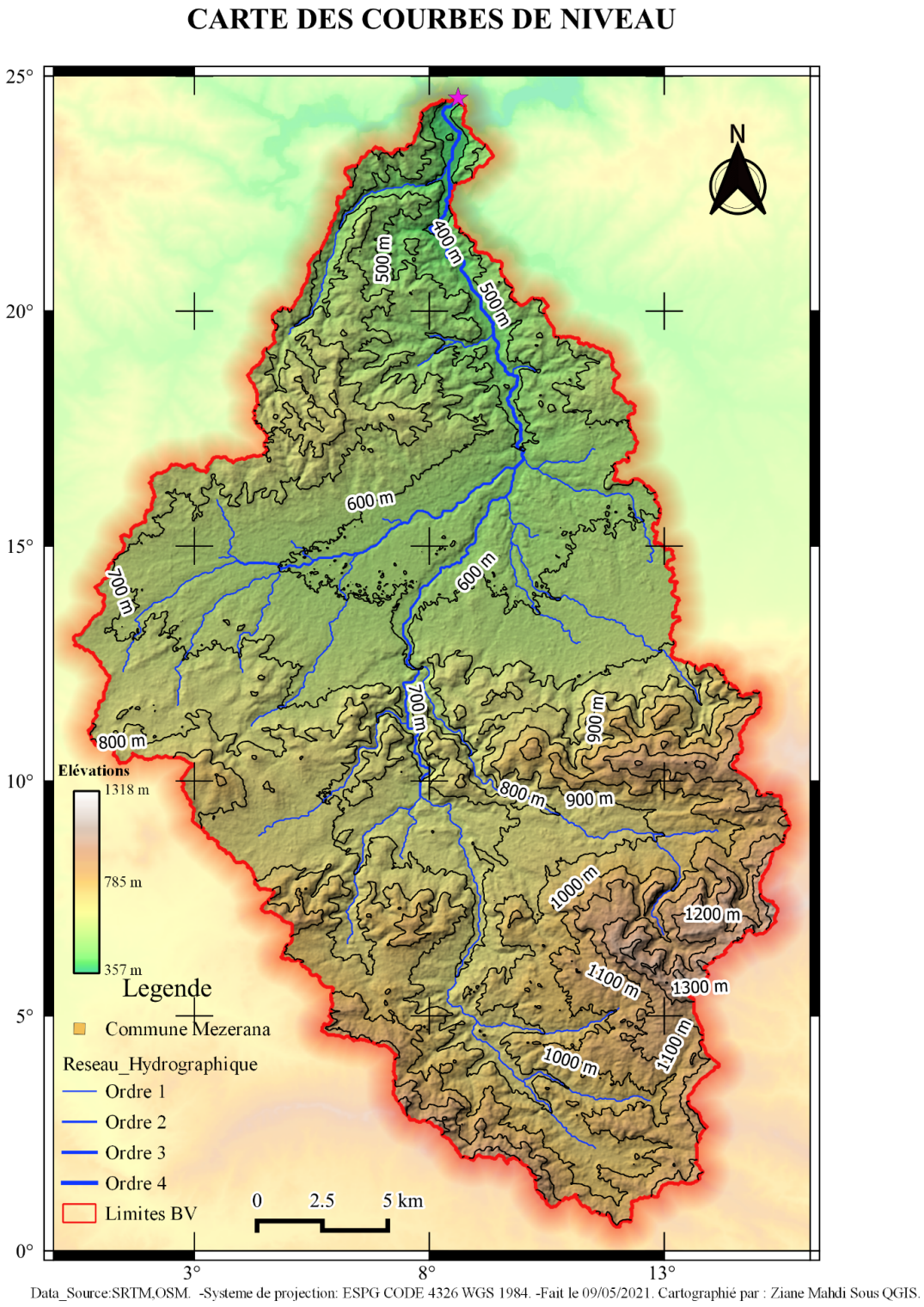


Figure 3.6: *Illustration des courbes de niveau du bassin versant Oued El mallah.*

3.5 Étude du réseau hydrographique

Le bassin versant Oued El Mallah est compris dans le bassin régional 09, dit bassin oued Isser, L'Oued principal a une pente moyenne de 10.89 m/km.

3.5.1 Caractéristiques du réseau hydrographique

Le cours d'eau principal d'un fleuve est alimenté par des affluents les plus importants qui sont eux même alimenté par des affluents de second ordre ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petit cours d'eau de tête du bassin forment le chevelu hydrographique des bassins versants. La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

Hiérarchisation du réseau :

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

— Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.

— Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre $n+1$.

— Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différents prend l'ordre du plus élevé des deux.

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire. Dans notre l'ordre du cours d'eau principal n=4 (figure **3.7**).

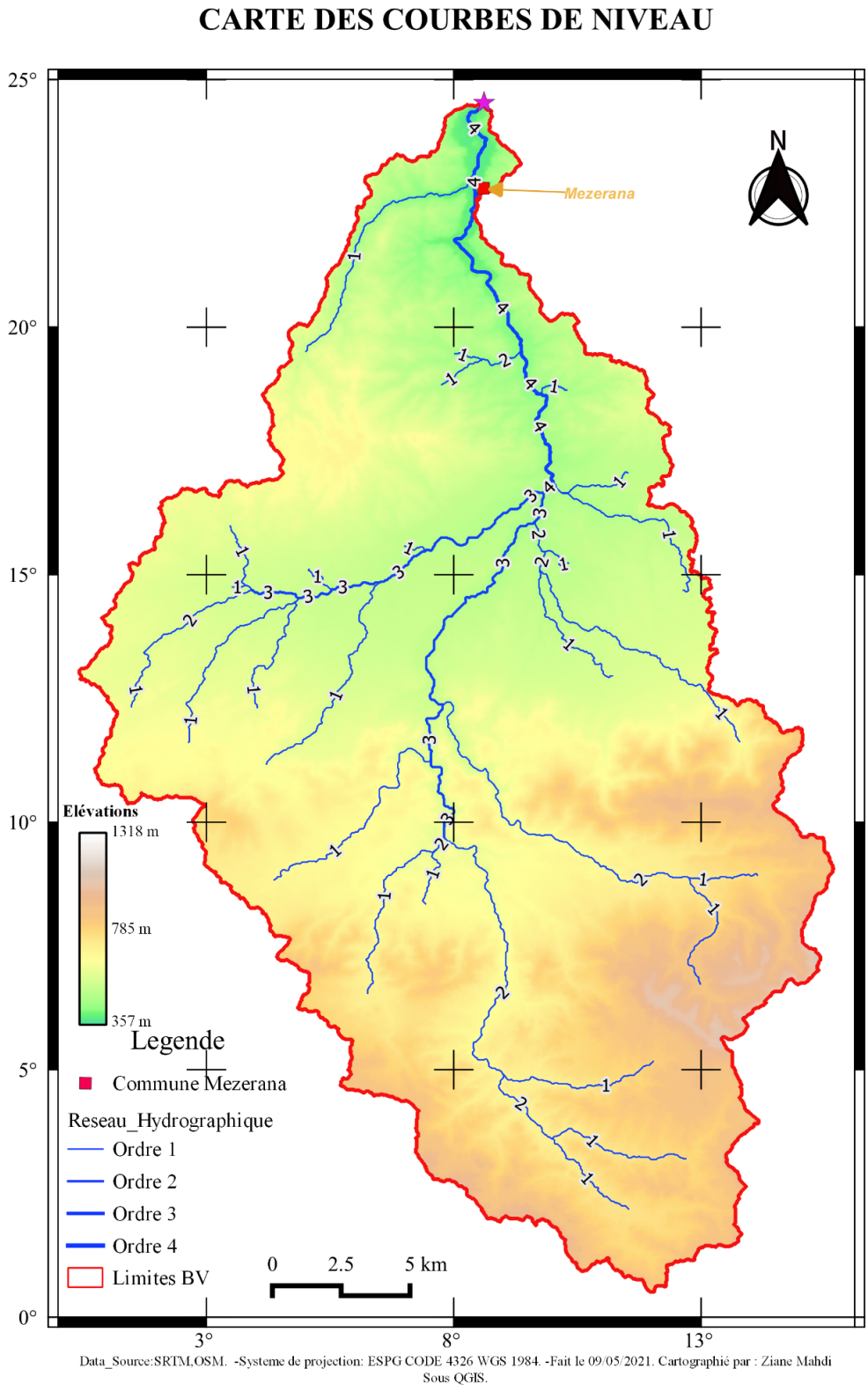


Figure 3.7: *Illustration du réseau hydrographique du bassin versant Oued El mallah EST.*

3.6 Paramètres hydrographiques

3.6.1 Densité de drainage (Dd)

La densité de drainage est définie comme le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km^2 et donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{A} \tag{3.13}$$

avec :

— D_d : Densité de drainage en km/km^2

— $\sum l_i$: La somme des longueurs de tous les cours d'eau considérés pour le bassin versant.

— A : La surface du bassin versant en km^2.

La densité de drainage représente deux formes différentes de drainage.

1. La Densité de drainage temporaire (D_{dt}) représente les talwegs qui coulent temporairement :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_{it}}{A} \tag{3.14}$$

2. La Densité de drainage permanente (D_{dp}) qui représente les talwegs qui coulent en permanence :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_{ip}}{A} \tag{3.15}$$

l_{it} : Longueurs des oueds temporaires et l_{ip} : Longueurs des oueds permanent.

Dans notre cas le calcul est fait grâce au SIG Qgis

— La longueur totale des oueds, L=211.13 km.

— La surface du bassin versant, A =627.3 km^2.

$$D_d = \frac{211.13}{627.3} = 0.337 km/km^2$$

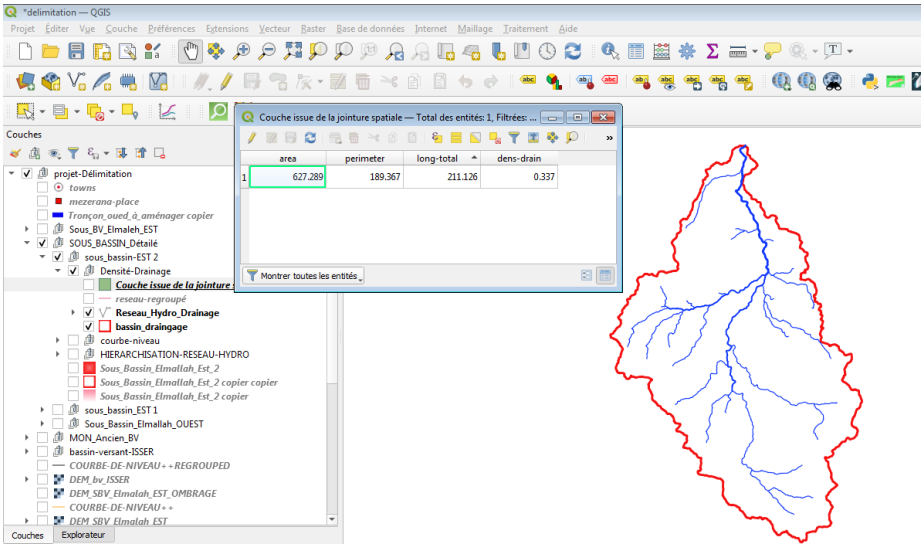


Figure 3.8: *Illustration de calcul de densité de drainage sous QGIS.*

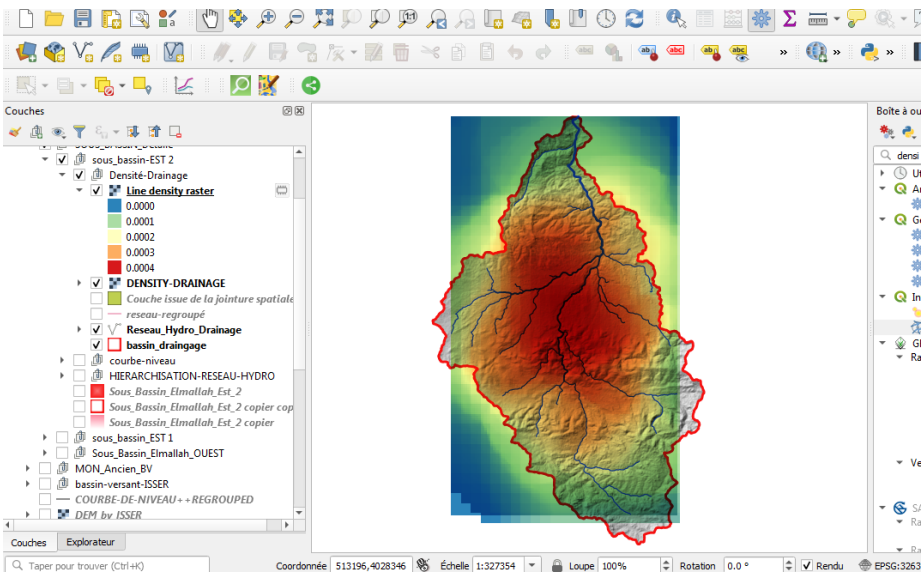


Figure 3.9: *Calcul de la Distribution Spatiale de densité de drainage sous QGIS.*

La figure **3.9** Nous permet de constater la distribution spatiale de la densité de drainage sur le bassin Oued El mallah, nous Observons les régions ou la densité atteint les valeurs maximales montrées avec la couleur rouge, d'autre part on voit bien les zones ou la densité est faible représentée avec une couleur bleue, nous remarquons qu'au niveau de l'exutoire et son voisinage la densité de drainage est maximale.

3.6.2 Profil en long

Le profil en long d'un cours d'eau nous permet d'estimer sa pente moyenne. Cette pente est nécessaire dans l'estimation du temps de concentration du bassin.

Dans notre cas nous nous sommes basés sur les manipulations sous QGIS pour pouvoir visualiser les profils en long de l'oued principal, la figure **3.11** illustre le profil en long.

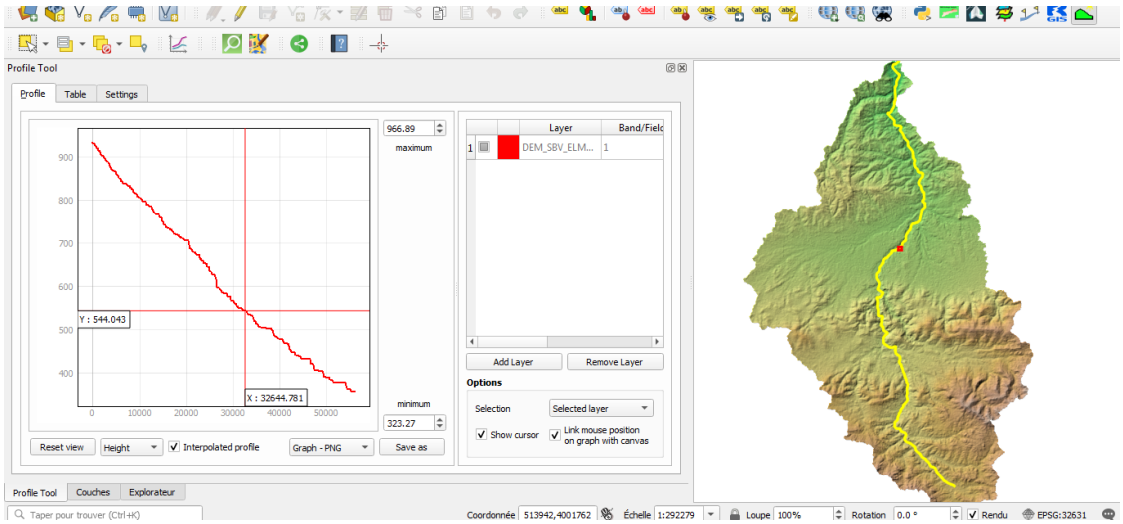


Figure 3.10: *profil sous Qgis*

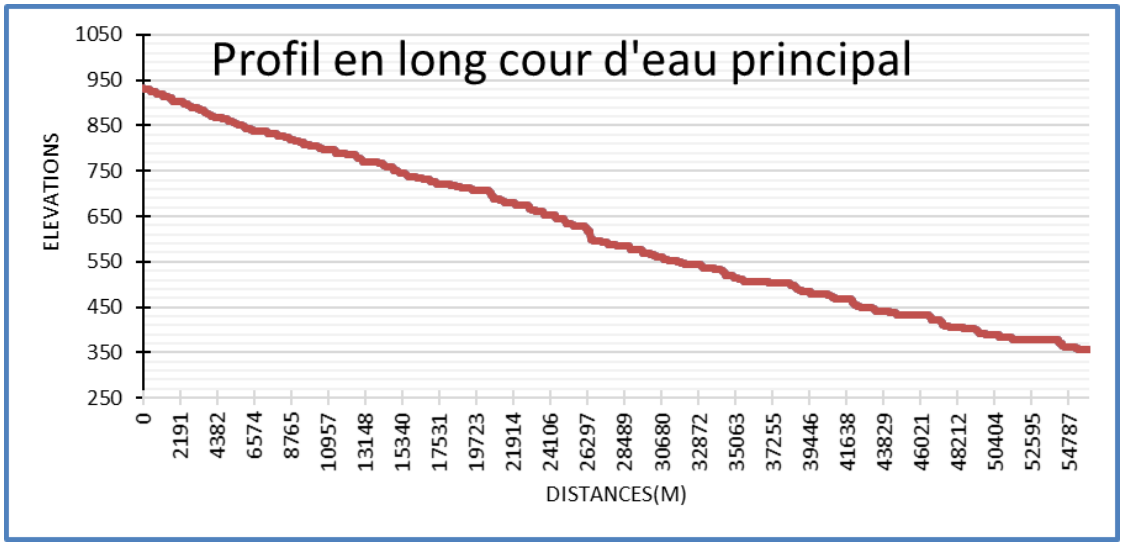


Figure 3.11: *Profil en long du cours d'eau Principal du bassin versant Oued El mallah EST*

3.6.3 Le coefficient de torrentialité (Ct)

Le coefficient de torrentialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des talwegs élémentaires :

$$C_t = D_d \times F. \tag{3.16}$$

avec :

— F :Densité hydrographique.

— D_d :Densité de Drainage.

Dans notre cas :

F= 24, nombres des oueds d'ordre 1 dans notre réseau hydrographique. D_d= 0, 33 km/km^2

$$C_t = D_d \times F = 0,33 \times (24/627.3) = 0.0126 \tag{3.17}$$

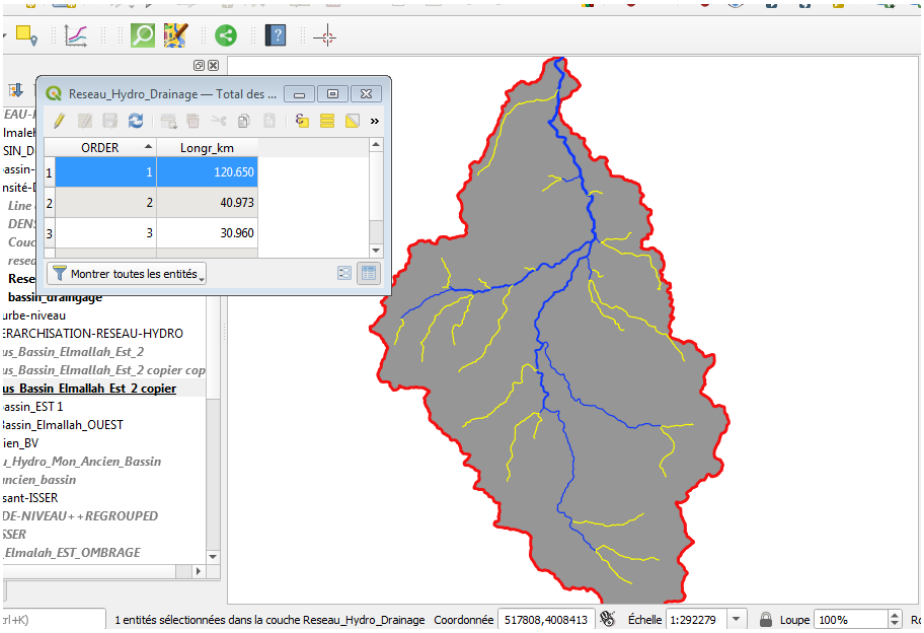


Figure 3.12: *Illustration de calculs de densité hydrographique (F nombre des oueds d'ordre 1 en jaune).*

3.6.4 Temps de concentration

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, c'est une grandeur difficile à évaluer. Il existe plusieurs formules d'usage courant, certaines relativement vieilles comme la formule de Kirpich qui date de 1940 et a été élaborée à la suite des crues qui ont frappé le nord-est des États-Unis en 1936 (Folmar et al., 2007).

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce aux formules empiriques suivantes :

1. **Formule de KIRPICH :** Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise

entre 3% et 10%. Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.0663 \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g^{0.385}} \tag{3.18}$$

avec :

— T_c : Temps de concentration (h).

— L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (m).

— I_g : Indice de pente globale (%).

2. **Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937) :**

$$T_c = \frac{(4\sqrt{A}) + (1.5 * L_{cp})}{(0.8 * \sqrt{H_{moy} - H_{min}})}. \tag{3.19}$$

avec :

— T_c : Temps de concentration (h).

— H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m).

— A : Surface du bassin versant (km2).

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

3. **Formule de SCS ANRH :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 L_{cp}^3}{H_{moy} - H_{min}} \right)^{0.385} \tag{3.20}$$

avec :

— T_c : Temps de concentration (h).

— H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m).

— A : Surface du bassin versant (km2).

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

4. **Formule de SOLOVSKY :**

$$T_c = 4 * \left(\frac{A * L_{cp}^{0.333}}{\sqrt{I_{bv}}} \right)^{0.75} \tag{3.21}$$

avec :

— T_c : Temps de concentration (h).

— I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km).

— A : Surface du bassin versant (km2).

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

5. **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 0.1275 \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{I_{bv}}}. \tag{3.22}$$

avec :

— T_c : Temps de concentration (h).

— I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km).

— A : Surface du bassin versant (km2).

6. **Formule de TURAZZA**

$$T_c = \frac{0.108 * (A * L_{cp})^{1/3}}{I_{cp}^{0.5}} \tag{3.23}$$

avec :

— T_c : Temps de concentration (h).

— I_{cp} : Pente du cours d'eau principal (m/m).

— A : Surface du bassin versant (km2).

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

Choix du temps de concentration :

La table **3.8** résume les résultats de calculs du temps de concentration obtenue par les différentes formules :

Tableau 3.8: *Le temps de concentration pour chaque formule.*

Formule	Temps de concentration (h)
Formule de KIRPICH	/
Formule de GIANDOTTI	11.13
Formule de SCS ANRH	9.6
Formule de SOLOVSKY	18.8
Formule de VENTURA	0.77
Formule de TURAZZA	1.06

Les formules utilisées sont celles recommandées pour le Nord algérien, celle-ci nous donnent des résultats différents ; et la valeur du temps de concentration retenue est la valeur minimale des valeurs proches. On a éliminé les valeurs extrêmes très grandes ou très petites ne laisser que les valeurs centrales et nous considérons la valeur la plus proche de la moyenne.

Donc on prend la valeur qui est estimée par la formule de GIANDOTTI qui est recommandée pour les grands bassins versants, T_c=11.13 h.

Formule utilisée	Valeur de temps de concentration
Formule de SCS ANRH	9.6h
Formule de GIANDOTTI	11.13h

3.6.5 Vitesse de ruissellement

Le ruissellement est défini comme étant l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. La vitesse de ruissellement est calculée en utilisant le temps de concentration de la formule de Giandoti car c'est la méthode la plus utilisé en Algérie.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \tag{3.24}$$

avec :

— V_r : vitesse de ruissellement (km/h)

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

— T_c : Temps de concentration (h).

Dans notre cas nous avons :

$$V_r = \frac{56}{11.13} = 5.03 km/h.$$

La table **3.9** récapitule les paramètres hydrographiques.

Tableau 3.9: *Paramètres hydrographiques d'oued EL-MALLAH.*

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	Dd	Km/km2	0,337
Densité hydrographique	F	km-2	24
Coefficient torrentialité	Ct	/	0.0128
Temps concentration	Tc	h	11.13
Vitesse de ruissellement	Vr	km/h	5,83

La table **3.10** récapitule les paramètres hydromorphologiques du bassin versant Oued El Mallah

Tableau 3.10: *Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant Oued El Mallah*

Paramètre		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		A	Km2	627.29
Périmètre		P	Km	189.37
Indice de compacité		KG		2.12
Longueur du cours d'eau principal		Lcp	Km	56.00
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	87.52
	Largeur	Lr	Km	7.17
	Surface	Sr	Km2	627.29
	Périmètre	Pr	Km	189.37
Altitude	Maximale	Hmax	m.	1318.00
	Moyenne	Hmoy	m	785.00
	Minimale	Hmin	m	357.00
	Médiane 5%	H5%	m.	1320.00
	Médiane 50%	H50%	m.	750.00
	Médiane 95%	H95%	m.	480.00
Pente du BV		Ibv	m/km	17.16
Pente moyenne du BV		Imbv	m/km	160.66
Pente moyenne du cours d'eau		Icp	m/km	10.98
Indice de pente global		Ig	m/km	9.60
Dénivelée spécifique		Ds	m	240.40
Longueur totale des thalwegs		$\sum$Li	km	211.13
Nombre des thalwegs d'ordre 1		$\sum$N1		24.00
Densité de drainage		Dd	Km/km2	0.337
Densité hydrographique		F	Km-2	0.038
Coefficient de torrentialité		Ct		0.013
Temps de concentration		Tc	Heure	9.61
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	5.83

3.7 Les crues

L'analyse fréquentielle en hydrologie est une approche statistique de prédiction basée sur des calculs probabilistes utilisant l'historique des événements pour prédire des fréquences d'apparitions futures. La détermination des crues est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit. L'estimation du débit de crue fréquentielle du bassin versant est calculé grâce à deux

approches :

— La série d'observation de la station hydrométrique.

— La méthode de GRADEX.

3.7.1 Analyse fréquentielle des évènements extrêmes de crues maximales annuelles de la station hydrométrique Béni Slimane.

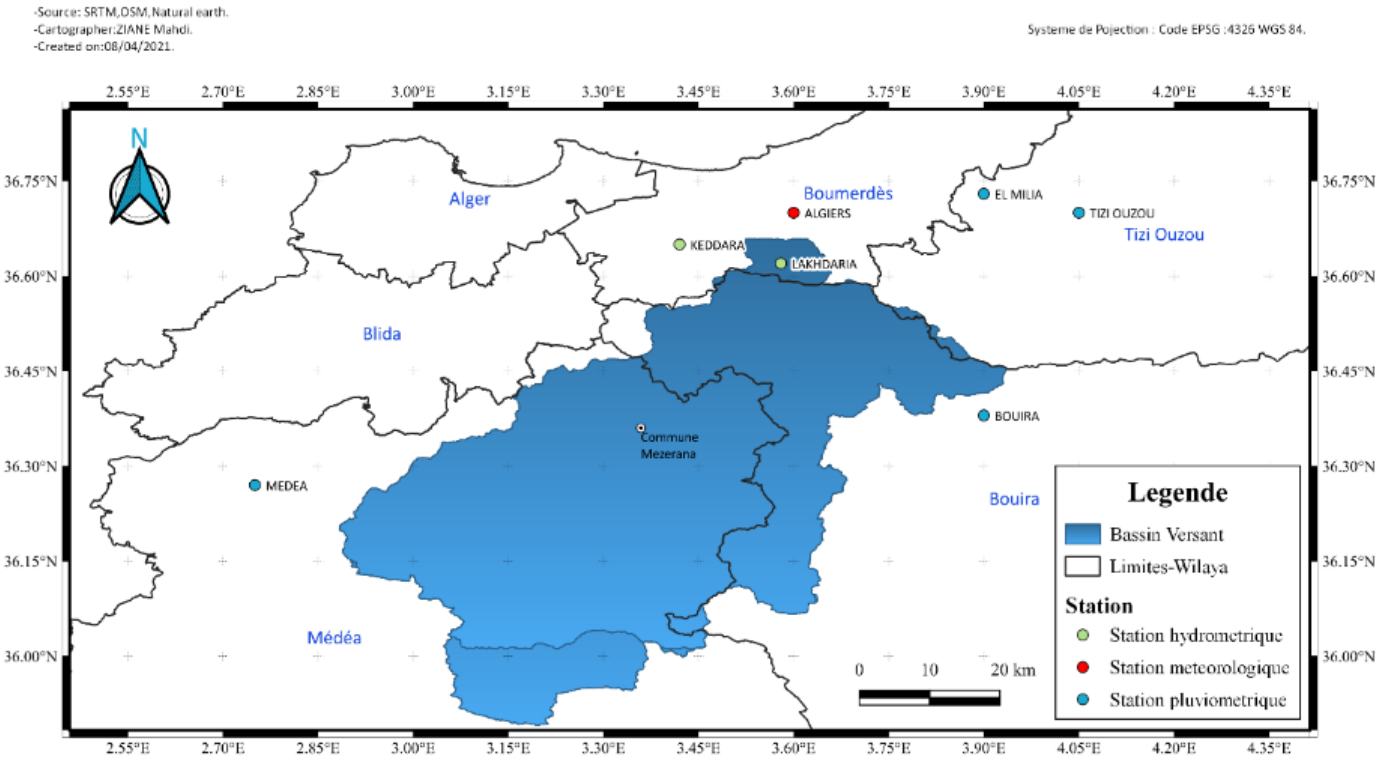
L'analyse fréquentielle en hydrologie est une approche statistique de prédiction basée sur des calculs probabilistes utilisant l'historique des événements pour prédire des fréquences d'apparitions futures. Cette analyse permet d'estimer les quantiles correspondant aux périodes de retour : 5, 10, 50, 100 et 1000 ans. Après avoir testé plusieurs lois (Gumbel et Log Normale).

3.7.2 Présentation de la station hydrométrique

Le bassin versant d'oued El-Mallah faisant partie du bassin versant Isser est composé de (05) cinq stations hydrométriques y compris pluviométrique, les données hydrométriques viennent de la station BÉNI SLIMANE.

Tableau 3.11: *10Caractéristique de la station hydrométrique Beni Slimane*

Station	Code	Position			Mise en service
Beni Slimane	090305	X=557.55km	Y=322.25km	Z=600m	1973



LOCALISATION DES STATIONS HYDROMETRIQUES ET PLUVIOMETRIQUES

Figure 3.13: *Les stations d'observation au niveau du bassin versant.*

Tableau 3.12: *Série des débits max annuels observés à la station 090305*

Année	Qjmax(m3/s)	Année	Qjmax(m3/s)
1990	67.75	2004	/
1991	63.66	2005	/
1992	47.5	2006	/
1993	66.93	2007	47.9
1994	80	2008	30.4
1995	63.66	2009	43.85
1996	7.65	2010	112.29
1997	/	2011	10.6
1998	/	2012	18.3
1999	/	2013	15
2000	/	2014	121
2001	508	2015	92
2002	98	2016	122
2003	100	2017	7.7

3.7.3 Modèle fréquentiel

Loi	Variables hydrologiques
Normal	Précipitations annuelles, Débits, Volume des réservoirs
Log normal	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume de ruissellement mensuel, Volume de ruissellement annuel.
Pearson type III (Gamma)	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume de ruissellement mensuel, et volume de ruissellement annuel.
Gumbel	Débits maxima annuels.
Loi Exponentielle	Précipitations journalières, Durée entre deux évènements
Loi de Goodrich	Valeurs moyenne annuelles (débits, précipitations, ... etc.)

3.7.4 Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

Fonction de répartitions :

$$F(x) = e^{-e^{\frac{x-\beta}{\alpha}}} \tag{3.25}$$

La variable réduite de Gumbel :

$$\mu = \frac{x-\beta}{\alpha} \tag{3.26}$$

alors on obtient

$$F(x) = e^{-e^{\mu}}$$

mu Tel qu'on estime les paramètres par la méthode des moments :

$$\alpha = 0.78\sigma \tag{3.27}$$

$$\beta = \tau - 0.45 \times \sigma \tag{3.28}$$

avec :

$$\mu = -log(-log(F(x))$$

σ : Écart type de l'échantillon. τ : La moyenne de l'échantillon. $F(x)$: Probabilité au non dépassement.

En faisant l'ajustement de la série des débits à la loi de Gumbel (méthode des moments) sous le software Hyfran on est arrivé aux résultats dans la table **3.13** :

Tableau 3.13: *Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel (méthode des moments)*

Période de retour	Probabilité de fréquence (q)	Débit max (m3/s)	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000	0.9999	598	132	339-856
100	0.99	410	89.4	235-585
50	0.98	353	7607	203-504
10	0.9	219	47.6	125-312
5	0.8	158	35.2	88.5-227

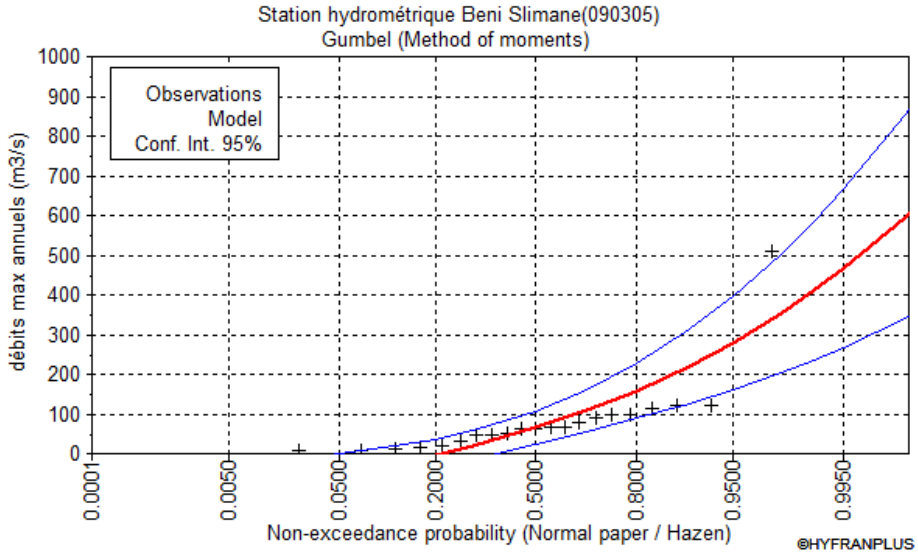


Figure 3.14: *Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel.*

La comparaison entre les paramètres de l'échantillon et la loi d'ajustement est résumé dans la table **3.14** :

Le test χ^2- par Hyfran a donné les résultats résumés dans la table **3.15**

Tableau 3.14: *Résultat de comparaison*

Paramètre	Loi	Echantillon
Minimum	None	7.65
Maximum	None	508
Moyenne	82.4	82.4
Ecart type	104	104
Médiane	65.2	63.7
Cv (variation)	1.27	1.27
Cs (asymétrie)	1.14	3.65
Ck (aplatissement)	2.4	13.2

Tableau 3.15: *Test de* χ^2

Test de khi 2	/
Khi-2	9.57
Valeur -P-	0.0226
Degré de liberté (Gamma)	3
Nombre de classe(K)	6

3.7.5 Ajustement de la série à la loi Log Normal (Galton)

On dit qu'une Variable aléatoire x a une distribution Log Normal lorsque : $y = ln(x)$ est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable.

La fonction de répartition est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\mu} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} d\mu. \tag{3.29}$$

L'ajustement à la loi Log Normal a été fait sous Hyfran en donnant le résultat suivant :

σ =1.038. et μ=3.927 .

La comparaison entre les paramètres de l'échantillon et la loi d'ajustement est résumé dans la table **3.17** :

Le test χ^2- par Hyfran a donné les résultats résumés dans la table **3.18**.

Tableau 3.16: *Résultat d'ajustement à la loi Log Normal (Galton).*

Période de retour	Probabilité de fréquence (q)	Débit max (m3/s)	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000	0.9999	1260	699	226-2290
100	0.99	569	253	126-1010
50	0.98	426	174	87.2-770
10	0.9	192	59.4	75.7-309
5	0.8	122	32.3	58.4-185

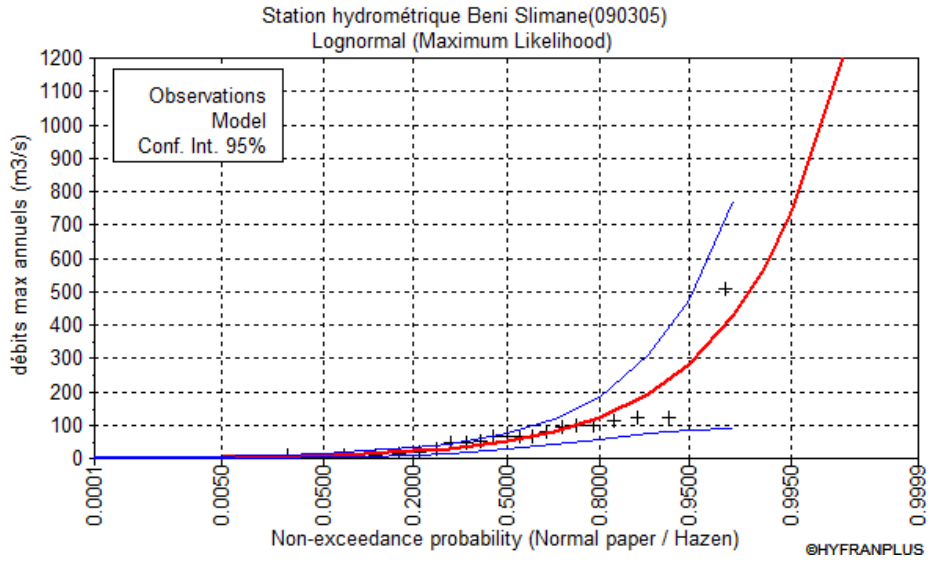


Figure 3.15: *Graphique d'ajustement à la loi Log Normal.*

Tableau 3.17: *Résultat de comparaison.*

Paramètre	Loi	Echantillon
Minimum	0	7.65
Maximum	Aucun	508
Moyenne	87.1	82.4
Ecart type	121	104
Médiane	50.8	63.7
Cv (variation)	1.39	1.27
Cs (asymétrie)	6.88	3.65
Ck(aplatissement)	148	13.2

Tableau 3.18: *Test de* χ^2

Test de khi 2	/
Khi-2	7.86
Valeur -P-	0.0491
Degré de liberté (Gamma)	3
Nombre de classe(K)	6

3.7.6 Choix de loi d'ajustement

L'ajustement graphique est la première étape à considérer lors d'évaluation de la qualité d'ajustent, mais reste insuffisant pour le choix définitif de la loi théorique. Le test statistique d'adéquation consiste à comparer l'adéquation de plusieurs lois afin d'adopter le moins mauvais ajustement.

Ajustement graphique et visuel

La figure **3.16** représente la comparaison des probabilités empiriques et théoriques des distributions Gumbel et Log Normale à l'aide du logiciel hyfran.

Toutefois il arrive que visuellement, on ne peut pas choisir l'ajustement le plus adéquat c'est pour cela on procède à l'analyse statistique

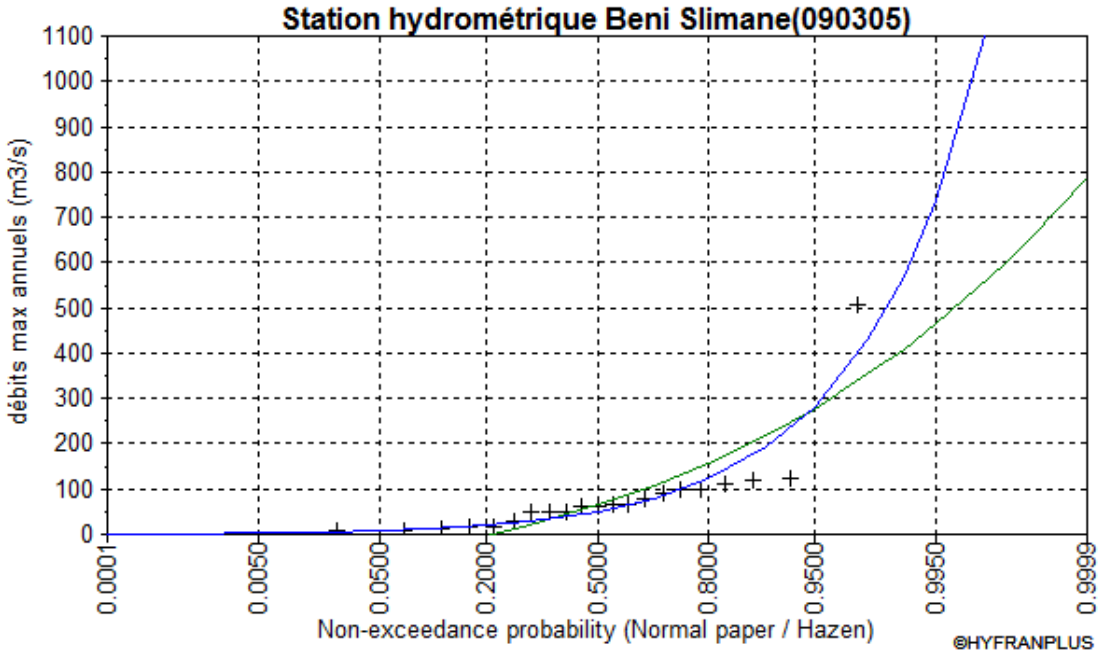


Figure 3.16: *Comparaison visuelle des lois d'ajustement Gumbel et Log Normal.*

Le test d'adéquation de χ^2

Le but d'un test d'adéquation (d'ajustement) est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du χ^2

Alors, afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, χ^2_{calcul} et $\chi^2_{thorique}$ (tabulé) à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95% **figure 3.19**

Tableau 3.19: *Résultat de test* χ^2

Loi	Degré de liberté	Nombre de class	Khi-carré calculé	Khi-carré théorique
Gumbel	3	6	9.57	7.815
Log Normal	3	6	7.86	7.815

Commentaire :

Comme le χ^2 calculé et plus grand que celui donné par la table,voir figure **3.19**, on conclut que χ^2 n'est pas situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chances que les deux lois ne s'ajustent pas à notre échantillon. Le test χ^2 nous ne révèle aucune information décisive pour le choix de la loi à conserver ou à rejeter, donc nous allons faire un autre test.

Test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov

Le test de Kolmogorov-Smirnov est utilisé pour décider si un échantillon provient d'une population avec une distribution spécifique. Le test de Kolmogorov-Smirnov est défini par :

— H 0 :Les données suivent une distribution spécifiée.

— H 1 :Les données ne suivent pas la distribution spécifiée

Statistique de test Kolmogorov-Smirnov est définie comme :

$$D = \left(F(Y_i) - \frac{(i-1)}{N}; \frac{i}{N - F(Y_i)} \right) \tag{3.30}$$

Où F est la distribution cumulative théorique de la distribution testée.

L'hypothèse concernant la forme distributionnelle est rejetée si la statistique de test, D, est supérieure à la valeur critique obtenue à partir d'un tableau.

La table **3.20** résume les résultats obtenus du test de Kolmogorov-Smirnov.

Tableau 3.20: *Résultats du test de qualité d'ajustement de Kolmogorov-Smirnov*

Loi d'ajustement	Moyenne	Ecart type	σ	μ	Signification	KS test	KS Théorique
Log-Normal	86.57	120.655	1.039	86.57	Non	0.16	0.287
Gumbel	176.179	104.514	81.49	129.14	Oui	0.517	0.287

Interprétation :

On remarque que pour le test de Kolmogorov-Smirnov (KS) permet de trancher sur le choix de loi qui s'ajuste le mieux à notre échantillon, tel que pour loi Log-Normal, la statistique de $KS = 0.16$ qui est nettement inférieur à la valeur critique (tablée) $KS_{crt} = 0.287$, ce qui est l'inverse dans le cas de loi de Gumbel ou $KS = 0.517$ qui est notablement supérieur à la valeur critique $KS_{crt} = 0.287$ Ceci suggère que la loi Log-Normal s'ajuste le mieux à l'échantillon, cette conclusion est aussi supportée par le critère d'Information d'Akaike

Comparaison de qualité d'ajustement au critère d'information d'Akaike (AIC)

Le critère d'information d'Akaike, (en anglais Akaike information criterion ou AIC) est une mesure de la qualité d'un modèle statistique proposée par Hirotugu Akaike en 1973.

Lorsque l'on estime un modèle statistique, il est possible d'augmenter la vraisemblance du modèle en ajoutant un paramètre. Le AIC, tout comme le critère d'information bayésien (BIC) permet de pénaliser les modèles en fonction du nombre de paramètres. On choisit alors le modèle avec le AIC le plus faible. Ce critère permet de faire le choix d'un modèle de bonne qualité relativement à sa complexité,Le critère d'information d'Akaike s'écrit comme suit :

$$AIC = 2K - 2ln(l) \tag{3.31}$$

avec :

K **:** est le nombre de paramètres et L **:** est le maximum de la fonction de vraisemblance du modèle.

Le même principe s'applique au critère d'information bayésien (BIC) qui est l'un des plus populaires. Il est défini comme suit :

$$BIC = -2ln(L) + Kln(N) \tag{3.32}$$

avec :

Tableau 3.21: *Résultats de comparaison des modèles avec CIA(AIC)*

Loi	Nbre paramètres	Qjmax	BIC	AIC
Log Normal	2	568.85	231.221	229.132
Gumbel	2	409.899	247.411	245.322

N **:** le nombre d'observations dans l'échantillon étudié et K **:** le nombre de paramètres, Dons notre cas Hyfran résume ces calculs comme suit :

Le résultat révèle que selon (AIC) Critère d'Information d'Akaike le modèle à choisir est celui de la loi **LOG-NORMAL** supportant ainsi le résultat du test KS.

3.8 Détermination des débits maximums par la méthode de GRADEX

3.8.1 Principe de la méthode

La méthode du Gradex est une approche hydro-pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans. Cette méthode est développée par l'EDF (Guillot et Duband, 1967) pour la sécurité des grands barrages, est utilisée couramment dans diverses régions du monde pour l'estimation des débits de fréquences rare et exceptionnelle.

La méthode utilise l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits. Son succès est en particulier lié à sa (relative) facilité de mise en œuvre qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit. La méthode part du principe que lorsque le débit dépasse une certaine valeur, le sol est saturé. Cette valeur, nommée débit seuil (ou point pivot), peut varier du débit décennal au débit cinquantennal, selon les sols et les caractéristiques du bassin versant. Ainsi, pendant le temps de base de ruissellement D (assimilé à la durée caractéristique), tout accroissement de pluie induit le même accroissement en débit.

Le principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations climatologiques historiques, est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes. En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations locales ou régionales intenses, Cette approche se fait essentiellement par l'intermédiaire d'un paramètre proportionnel à l'écart type des fortes

précipitations (P_{jmax}). On nomme ce paramètre fondamental le Gradex (gradient des valeurs extrêmes). Le Gradex c'est l'invariant climatologique local dépendant de la situation géographique.

3.8.2 Hypothèses de la méthode Gradex

Le postulat de base de la méthode c'est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018)

1. **Hypothèse N°1 :** La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.
2. **Hypothèse N°2 :**Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie. En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalent point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot, est fixé à une période de retour T_p comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin versant considéré.
3. **Hypothèse N°3 :**Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient de multiplication moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrées sur le bassin versant.

3.8.3 Les étapes de la méthode

1. Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
2. Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P(mm) = a \times \mu + b. \tag{3.33}$$

3. Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm) = \frac{Q(m^3/s) \times 3.6 \times n(heures)}{S(km^2)}. \tag{3.34}$$

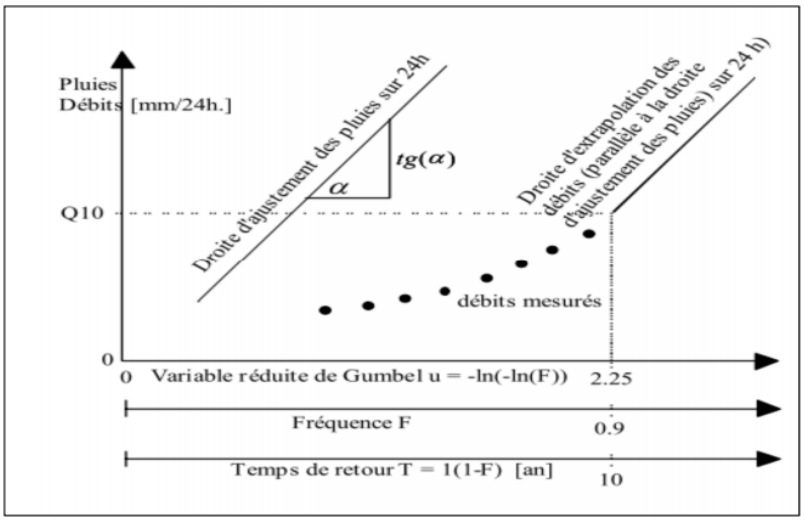


Figure 3.17: *Illustration d'ajustement graphique pour les pluies et la droite d'extrapolation des débits*

4. Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{(\mu\%)} = a \times \mu + b'. \tag{3.35}$$

avec :

a : Gradex de la pluie.

μ : Variable réduite de Gumbel,

$$\mu = -ln(-ln(F)) \tag{3.36}$$

$$F = \frac{1}{1-T}. \tag{3.37}$$

Pour T=10ans ;

$$b' = Q_{10ans} - a\mu. \tag{3.38}$$

Tracer la droite de l'équation 3.35 sur le même graphe que l'ajustement de P_{jmax}. Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en (m^3/s) par la formule :

$$Q(m^3/s) = \frac{S(km^2) \times Q(mm)}{3.6}. \tag{3.39}$$

5. Calcul du débit de pointe

Calcul du coefficient de pointe.

$$C_p = Q_{max}/Q_{moy}.\ Ainsi\ Q_p = C_p \times Q \tag{3.40}$$

Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).

3.8.4 Application de la méthode Gradex

Nous allons ici appliquer la méthode à la station pluviométrique Béni Slimane (090317)

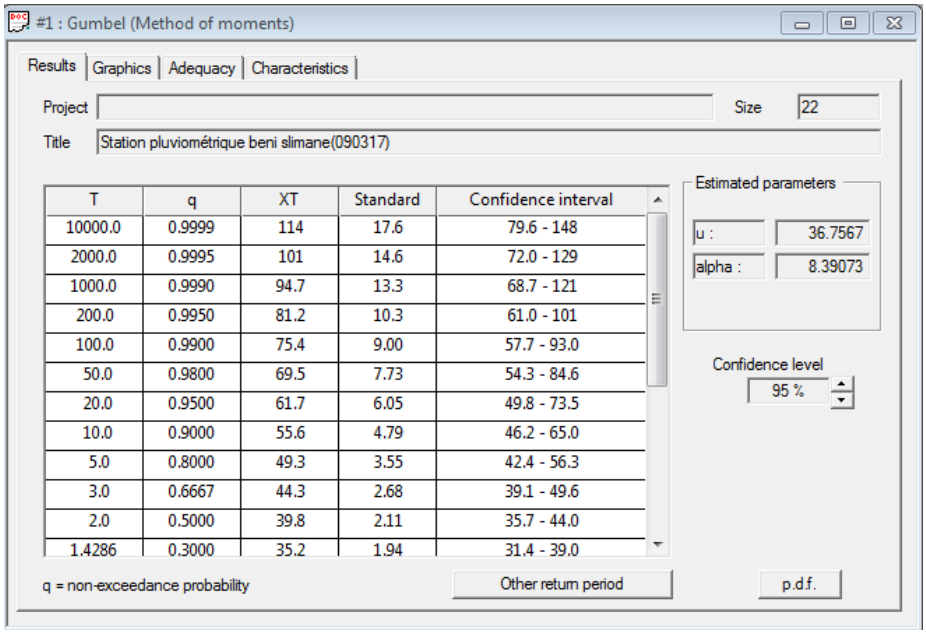
Tableau 3.22: *Précipitations maximales journalières de la station pluviométrique de Beni Slimane (090317)*

Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)	Année
42.7	1983	30.5	1995
42	1984	25.4	1996
48	1985	32.4	1998
44	1986	26.6	2001
34	1987	62.2	2006
34	1989	43.8	2010
42	1990	38.1	2011
50	1991	34.3	2012
46	1992	43.7	2013
55	1993	28	2017
66	1994	46.5	2019

Tableau 3.23: *Statistiques descriptives de la série pluviométrique*

Échantillon	n=21
Max	66
Min	25.4
Moy	41.6
Écart-type	10.8
Médiane	42.4
Cv	0.259
Cs	0.554
Ck	2.58

Détermination du gradex : Selon les résultats donnés par le logiciel HYFRAN nous avons alors



T	q	XT	Standard	Confidence interval
10000.0	0.9999	114	17.6	79.6 - 148
2000.0	0.9995	101	14.6	72.0 - 129
1000.0	0.9990	94.7	13.3	68.7 - 121
200.0	0.9950	81.2	10.3	61.0 - 101
100.0	0.9900	75.4	9.00	57.7 - 93.0
50.0	0.9800	69.5	7.73	54.3 - 84.6
20.0	0.9500	61.7	6.05	49.8 - 73.5
10.0	0.9000	55.6	4.79	46.2 - 65.0
5.0	0.8000	49.3	3.55	42.4 - 56.3
3.0	0.6667	44.3	2.68	39.1 - 49.6
2.0	0.5000	39.8	2.11	35.7 - 44.0
1.4286	0.3000	35.2	1.94	31.4 - 39.0

Figure 3.18: *Résultat d'ajustement de la série pluviométrique 090317 avec HYFRAN*

a=8.39 et b=36.76 donc l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P(mm) = 8.39\mu + 36.76 \tag{3.41}$$

— Le GRADEX est donc : a=8.39.

— Choix du pas de temps : on n=24h.

— L'ajustement de la série des débits maximaux annuels de la station de Beni Slimane la loi Log Normal nous a donné un débit décennal de $Q_{10ans} = 192m^3/s$.

— Expression du débit décennal en lame d'eau (mm) en utilisant l'expression 3.42

$$R(mm) = \frac{Q(m^3/s) * 3.6 * n(heures)}{S(km^2)} = \frac{192 * 3.6 * 24}{627.3} = 26.4\frac{mm}{24h} \tag{3.42}$$

nous devons extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie :

$$Q_{10ans} = a \times \mu + b' \tag{3.43}$$

$$b' = Q_{10ans} - a \times \mu \tag{3.44}$$

Donc b'=7.56mm ceci nous donne alors l'équation pour l'extrapolation des débits 3.45 :

$$Q_{\mu\%} = 8.39 \times \mu + 7.56 \tag{3.45}$$

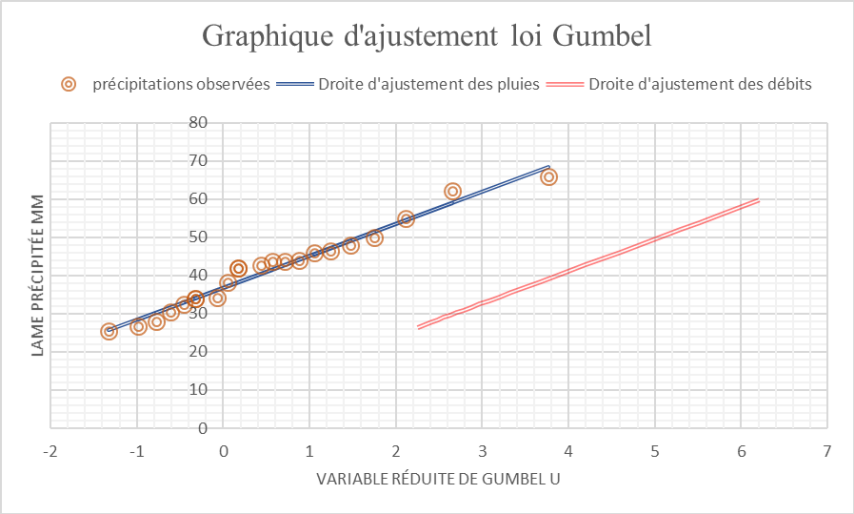


Figure 3.19: *Graphique d'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits*

Tableau 3.24: *Résultat d'ajustement pour les périodes de retour*

Période de retour(ans)	Fréquence selon Hazen	Variable réduite de Gumbel	Précipitation	Débit moyen extrapolé	Débit moyen extrapolé	Débit pointe
10	0.9	2.25	55.6	26.4	192	192
50	0.98	3.9	69.5	40.3	293	293
100	0.99	4.6	75.4	46.2	335	335
1000	0.999	6.91	94.7	65.5	476	476
Unité	/	/	(mm/24h)	(mm/24h)	(m^3/s)	(m^3/s)

On trace le graphe d'ajustement des pluies ($P_{j,max}$),ainsi que la droite d'équation 3.45 sur le même graphique, on tire le débit (en mm) pour chaque période de retour, et on convertit en m^3/s comme montré dans la figure **3.19**

Observation : Dans notre cas nous avons pris le coefficient de pointe Cp=1 car nous avons utilisé les débits maximums pour le calcul du débit décennal.

Suivre les mêmes étapes de la méthode avec les deux autres stations pluviométriques nous conduit aux résultats résumés dans le tableau **3.25**.

Tableau 3.25: *Récapitulation des résultats par Gradex*

		Débit max Annuel (m3/s)		
Période de retours(ans)	Station Hydrométrique Beni Slimane (090305)	Gradex Station (090619)	Gradex Station (090317)	Gradex Station (090602)
10	192	192	192	192
50	426	374	293	426
100	569	556	335	526
1000	1260	1219	476	853.96

Conclusion :

On constate que la station hydrométrique de Beni Slimane donne un débit centennal supérieur aux débits donnés par l'application de Gradex sur les trois stations pluviométriques, Donc le débit du Projet est $\mathbf{Q}_p$=**569** $m^3/\mathbf{s}$

3.8.5 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme c'est le graphique de la variation temporelle du débit d'écoulement d'eau, il est utilisé pour étudier cette variation au point de vue d'un bassin versant ou une section d'un cours d'eau.

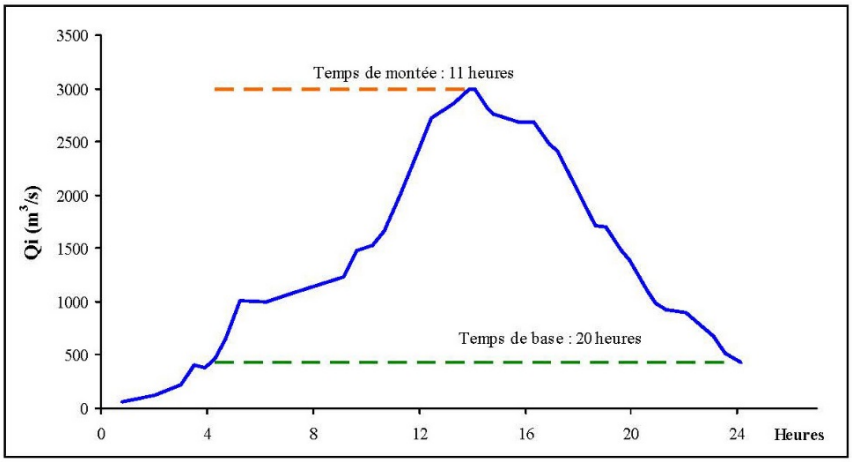


Figure 3.20: *Exemple d'un hydrogramme de crue*

En Effet on distingue dans un hydrogramme la partie montante, dite courbe de concentration, sa durée correspondante est dite temps de montée, le pic de hydrogramme qui n'est d'autre que le débit de pointe, la partie décroissante, dite courbe de décrue, ainsi que le temps de base qui correspond à la durée totale couvrant la montée et la décrue de l'hydrogramme.

Dons notre cas nous utiliseront la méthode de Sokolovski tient compte de la surface, du

temps de concentration, du coefficient de forme, de ruissellement ainsi que la précipitation correspondante au temps de concentration.

Le schéma géométrique proposé par SOKOLOVSKI pour le tracé des hydrogrammes de crues permet de pallier l'absence de stations de mesures hydrométriques, il donne à l'hydrogramme la forme d'une courbe fermée par deux paraboles jointes au sommet dont les équations sont les suivantes :

$$Q_t = Q_{max}(t/Tc)^n \tag{3.46}$$

$$Q_t = Q_{max}((T_b - t)/T_d)^m \tag{3.47}$$

avec :

— Q_t : Débit à l'instant t (m^3/s)

— Q_{max} : Débit maximal de la crues (m^3/s)

— T_m : Temps de montée de la crue T_m=T_c=11.13 h

— T_b : Temps de base, $T_b = T_m + T_d = 33.39h$ avec $Td = \delta \times T_m$, $\delta = 2$ étant coefficient de forme de l'hydrogramme,

— m, n : puissance des paraboles (m=3, n=2)

Le détail des calculs est reporté dans le **tableau 3.26** et l'hydrogramme de crue pour la période de retour 100 ans se trouve dans la **figure 3.21**

Tableau 3.26: *Valeurs des débits en fonction du temps*

Temps(h)	Station-hydro (090305)	Station (90302)	Station (090317)	Station (090319)
	Q100ans (m3/s)	Q100ans (m3/s)	Q100ans (m3/s)	Q100ans (m3/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	1.15	1.06	0.68	1.12
1.00	4.59	4.25	2.70	4.49
1.50	10.33	9.55	6.08	10.10
2.00	18.37	16.98	10.82	17.95
2.50	28.71	26.54	16.90	28.05
3.00	41.34	38.22	24.34	40.39
3.50	56.27	52.02	33.13	54.98
4.00	73.49	67.94	43.27	71.81
4.50	93.01	85.98	54.76	90.89
5.00	114.83	106.15	67.61	112.21

5.50	138.95	128.45	81.81	135.77
6.00	165.36	152.86	97.35	161.58
6.50	194.07	179.40	114.26	189.63
7.00	225.07	208.06	132.51	219.93
7.50	258.37	238.85	152.12	252.47
8.00	293.97	271.75	173.08	287.25
8.50	331.86	306.78	195.39	324.28
9.00	372.05	343.94	219.05	363.55
9.50	414.54	383.22	244.06	405.07
10.00	459.33	424.62	270.43	448.83
10.50	506.41	468.14	298.15	494.84
11.00	555.79	513.78	327.22	543.09
11.10	565.94	523.17	333.20	553.01
11.13	569.00	526.00	335.00	556.00
11.50	541.10	500.20	318.57	528.73
12.00	504.86	466.71	297.24	493.32
12.50	470.28	434.74	276.88	459.53
13.00	437.31	404.26	257.47	427.32
13.50	405.92	375.24	238.99	396.65
14.00	376.07	347.65	221.41	367.48
14.50	347.72	321.44	204.72	339.78
15.00	320.84	296.59	188.89	313.51
15.50	295.37	273.05	173.90	288.62
16.00	271.29	250.79	159.72	265.09
16.50	248.56	229.77	146.34	242.88
17.00	227.13	209.97	133.72	221.94
17.50	206.97	191.33	121.85	202.24
18.00	188.04	173.83	110.71	183.74
18.50	170.30	157.43	100.27	166.41
19.00	153.72	142.10	90.50	150.20
19.50	138.24	127.80	81.39	135.08
20.00	123.85	114.49	72.91	121.02
20.50	110.48	102.13	65.05	107.96
21.00	98.12	90.70	57.77	95.88
21.50	86.71	80.16	51.05	84.73
22.00	76.23	70.47	44.88	74.49
22.50	66.62	61.59	39.22	65.10

23.00	57.86	53.49	34.07	56.54
23.50	49.90	46.13	29.38	48.76
24.00	42.71	39.48	25.15	41.73
24.50	36.24	33.51	21.34	35.42
25.00	30.47	28.16	17.94	29.77
25.50	25.34	23.42	14.92	24.76
26.00	20.82	19.25	12.26	20.34
26.50	16.87	15.60	9.93	16.49
27.00	13.46	12.44	7.92	13.15
27.50	10.54	9.74	6.21	10.30
28.00	8.08	7.47	4.76	7.89
28.50	6.03	5.58	3.55	5.89
29.00	4.36	4.03	2.57	4.26
29.50	3.04	2.81	1.79	2.97
30.00	2.01	1.86	1.18	1.96
30.50	1.25	1.15	0.73	1.22
31.00	0.70	0.65	0.41	0.69
31.50	0.35	0.32	0.21	0.34
32.00	0.14	0.13	0.08	0.14
32.50	0.04	0.03	0.02	0.04
33.00	0.00	0.00	0.00	0.00
33.39	0.00	0.00	0.00	0.00

3.8.6 Choix de la crue du Projet

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

Dans notre cas il s'agit d'un aménagement d'un cours d'eau (oued), de ce fait on opte pour la période de retour 100 ans, pour laquelle le débit de projet est $Q_p = 569\ m^3/s$ donnée par la station hydrométrique de Beni Slimane (090305).

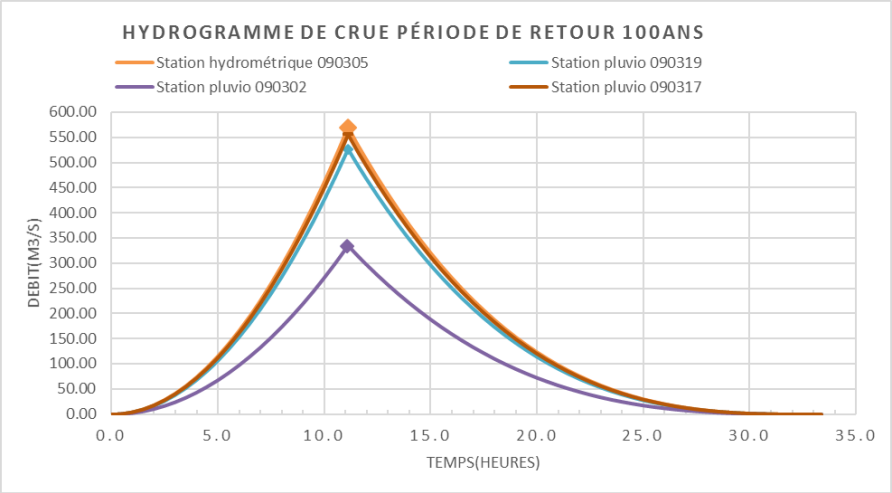


Figure 3.21: *Hydrogrammes de crue centennale*

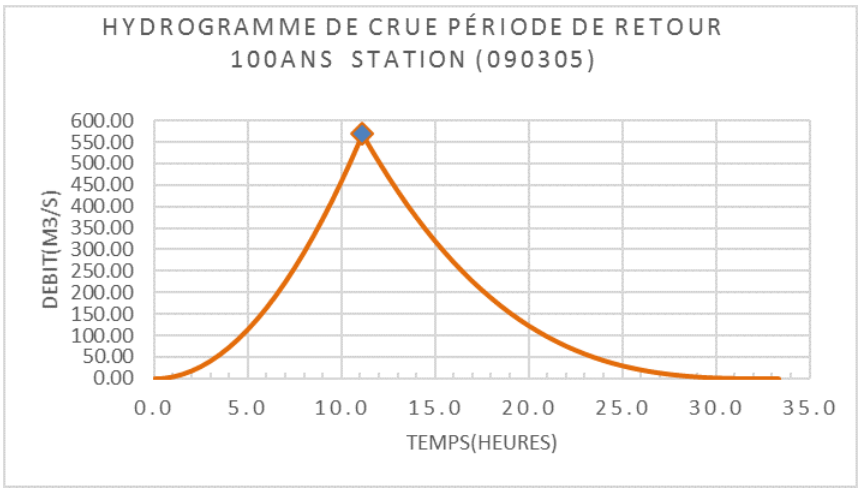


Figure 3.22: *Hydrogramme de crue considéré station Beni Slimane 090305*

3.8.7 Étude du transport solide

En Algérie l'érosion est un problème majeur, elle devient dangereuse dès qu'elle dépasse le seuil tolérable, il est la conséquence partielle de la perte en sol des terres au niveau du bassin versant.

Le mot érosion vient du verbe latin « erodere » qui signifie ronger, l'érosion est définie comme un Processus qui concerne l'arrachement, le transport et la sédimentation des particules par l'eau, Le vent ou la gravité Il représente l'ensemble des phénomènes qui contribuent, sous l'action d'un agent climatique, notamment l'eau, à modifier les formes de relief. L'érosion hydrique est une des causes majeures de la dégradation des sols dans le monde. Ce phénomène affecte aussi la qualité des eaux et la capacité de stockage des barrages. Au sens large, l'érosion est un phénomène géologique de tout temps et de tout lieux.

Transport solide : C'est un constituant de l'érosion hydrique. Par définition c'est la quantité des sédiments (ou débit solide) transportée par un cours d'eau. Ce phénomène est limité par la quantité de matériaux susceptible d'être transportée, où cette quantité est en fonction de la vitesse d'écoulement, du débit et des caractéristiques de la section (forme, rugosité, etc...).

En Algérie le transport solide dans les cours d'eau est très élevé. Cependant, il est mal quantifié dans certains oueds à cause de l'absence et du manque de données concernant surtout la concentration en particules fines et même l'indisponibilité des stations de jaugeage, donc l'estimation du transport solide a été réalisée sur la base des formules empiriques les plus utilisées à savoir :

— La formule de Tixéront (1960).

— La formule de Fournier (1960).

— Formules de Meddi (2015).

— Formule de Touaïbia et Achite (2003).

— Formule de Kasoul et al. (1997).

— La formule de Gavrilovich (1992).

— Formule de SOGREAH (1969).

3.8.8 Apports solides et l'érosion spécifique de la zone d'étude

En se basant sur le travail de R. AZIEL et N. MECHERI 2017 Contribution à l'estimation du transport solide dans le sous bassin d'oued EL MALEH (Algérie du Nord)

Nous avons deux stations hydrométriques sur le bassin versant d'oued el mallah pour contrôler l'apport liquide et solide au niveau de station Mezahim Pour période de 1985-1986 à 2011 le débit liquide est estimé à moyenne 284.65 millions de m^3 et 9.3 millions tonnes débit solide Et pour la station de BÉNI SLIMANE avec un période allant de 1999-2000 à 2015 estime un apport liquide de 67.8 millions de m^3 et solide moyen de 1.3 millions de tonnes.

La figure **3.23** nous permet de constater que la variation inter annuelle des apports solides ne se fait pas parallèlement à celle des apports liquides. L'année 2000-2001 se distingue par le plus grand apport liquide de 12.9 millions de m^3 qui engendre 0.27 millions de tonnes de sédiments en suspension, une valeur d'apport solide qui est faible et valeur grande d'apport liquide, comparativement à celle estimé pour l'année 2014-15 véhiculée par un apport liquide de 12.53 millions m^3 et 0.12 million tonne apport solide. Ces deux années hydrologiques quoique leurs apports liquides ne sont pas importants, on enregistre la dégradation spécifique la plus élevée 120.41 $tonne/km^2/an$, Le plus faible apport liquide est enregistré durant l'année 2008-09 avec 1.56 millions de m^3 apport liquide et un apport solide de 0.0057 millions.

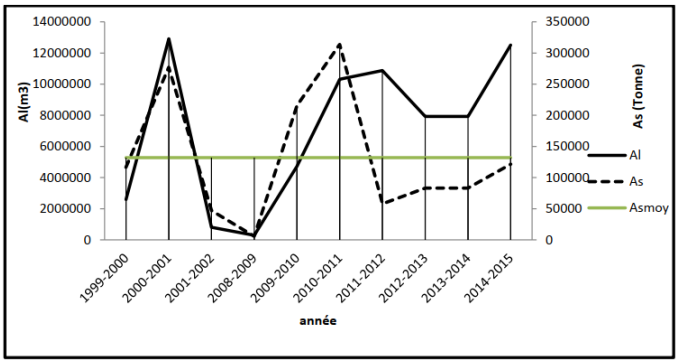


Figure 3.23: *Variation inter-annuelle des apports liquides et solides de station Beni Slimane*

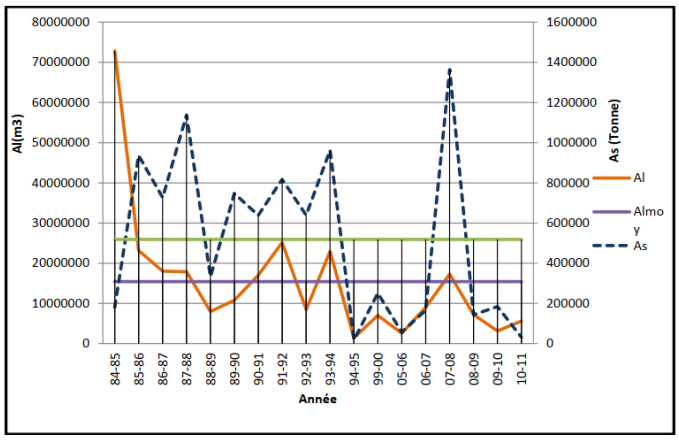


Figure 3.24: *Variation inter-annuelle des apports liquides et solides de station Mezahim*

La **figure 3.24** reflète la grande variabilité inter annuelle des apports liquide et solide et leurs évolutions se fait d'une façon presque synchrone. L'année la plus productive en apport liquide est celle de 1984-85 avec 70.4 millions de m^3 ; (2.3% d'apport liquide global) et l'année 2007-08 engendrant le plus grand apport solide de 0.136 millions de tonnes. La dégradation spécifique en cette année est de 2066.72 $t/km^2/an$. Tandis que l'année 1994-95 se caractérise par le plus faible apport liquide aussi le plus faible apport solide.

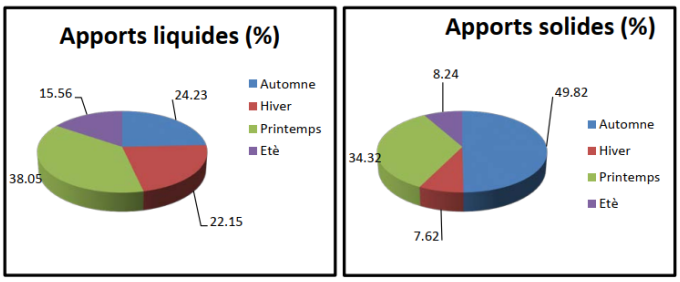


Figure 3.25: *Pourcentage des apports liquide et solide à fréquence saisonnière au niveau du bassin Oued El Mallah*

La **figure 3.25** Illustre la contribution en pourcentage de chaque saison en apport liquide et solide. On voit que près de 22.15% des apports liquides sont apportés durant la saison d'hiver et 7.62% des apports solides mais pour le printemps 28.05% des apports liquides et 34.3% des apports solides. Tandis que l'automne avec 24.23% d'apport liquide engendre 49.82% d'apport solide, presque la moitié des apports solides totaux apportés durant la période d'étude. Cette forte contribution sur l'apport solide en suspension s'explique par l'intensité des pluies tombantes sur un sol sec et mal protégé (Roose, 1991 ; Bouanani, 2004). Quant à l'été, le phénomène se caractérise par un apport liquide de 15.56%, il apporte près de 8.24% de l'apport solide.

Remarque : L'érosion spécifique moyenne inter-annuelle n'est autre que le rapport entre l'apport solide moyen inter-annuel et la surface du bassin versant donnée en $(t/km^2/an)$ par la formule suivante :

$$E_s = A_s/S \tag{3.48}$$

On conclut que l'estimation des apports liquides et solides au niveau des deux stations Beni Slimane et Mezahim ont montrés que la saison qui favorise l'érosion c'est l'automne. Les grands stocks des sédiments pendant la période d'été, sont facilement transportés par les premières pluies d'automne.

3.9 Conclusion

L'élaboration de ce chapitre a la finalité de calculs et estimation des caractéristiques du bassin versant Oued El Mallah, ces derniers vont avoir une influence sur le cours d'eau ainsi que l'estimation de son débit centennal aussi dit débit de projet pour lequel on vise à faire un aménagement adéquat, les résultats majeurs de ce chapitre sont :

1. La série débit maximums annuels suit la loi Log-Normal.
2. Le débit de projet est estimé à $Q_{(100ans)}$=569 m^3/s.

Chapitre 4

Modélisation du cours d'eau

4.1 Introduction

Dans cette partie de l'étude, notre objectif est de définir l'enveloppe des zones inondables pour la crue de période de retour 100 ans en exploitant les résultats obtenus en étude hydrologique. En outre, On s'intéresse aux conditions d'écoulements sur tous les secteurs à enjeux et les zones jouant un rôle important dans la propagation des crues Pour ceci, on a prévu une modélisation 1D sous HEC Ras

4.2 Généralités

4.2.1 Écoulement à surface libre

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

L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite les écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale, de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

Écoulement Permanent			Écoulement Non Permanent		
Uniforme	Non Uniforme		Uniforme	Non Uniforme	
	Rapide	Graduel		Rapide	Graduel

4.2.2 Types d'écoulements

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

a) Variabilité dans le temps

1) Écoulement permanent :

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

$$dv/dt = dh/dt = dQ/dt = 0 \tag{4.1}$$

2) Écoulement non permanent :

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

$$dv/dt \neq dQ/dt \neq dh/dt \neq 0 \tag{4.2}$$

b) Variabilité dans l'espace

1) Écoulement uniforme :

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

$$dv/dx = dQ/dx = dh/dx = di/dx = 0 \tag{4.3}$$

2) Écoulement non uniforme :

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

$$dv/dx \neq dQ/dx \neq dh/dx \neq dh/dx \neq 0 \tag{4.4}$$

3) Écoulement non uniforme graduellement varié :

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et h une variation de hauteur, alors $\Delta h/x << 1$

4) Écoulement non uniforme rapidement varié :

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

4.2.3 Régime d'écoulement

Selon le nombre de Froude qui s'exprime en fonction des forces de gravité et forces d'inertie.

$$F_r = \frac{V}{g \times H} \tag{4.5}$$

tel que :

— V : Vitesse d'écoulement (m/s).

— H : Profondeur ou tirant d'eau(m).

— g : Accélération gravitationnelle.

Lorsque :

— $F_r > 1 \Rightarrow$ Régime torrentiel.

— $F_r < 1 \Rightarrow$ Régime fluvial.

— $F_r = 1 \Rightarrow$ Régime critique.

Selon le nombre de Reynolds, rapport des forces de viscosité et forces d'inertie

$$R_e = \frac{V \times L}{\nu} \tag{4.6}$$

avec :

— L : Longueur géométrique.

— V : Vitesse d'écoulement.

— ν : viscosité dynamique.

Lorsque :

— $R_e < 500 \Rightarrow$ Régime d'écoulement laminaire.

— $R_e < 2000 \Rightarrow$ Régime d'écoulement turbulent.

— $500 < R_e < 2000 \Rightarrow$ Régime d'écoulement de transition.

4.3 Modélisation du cours d'eau non Aménagé

4.3.1 Modélisation de l'écoulement

Présentation du HEC-Ras

HEC-RAS, *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables et se préparer aux multiples scénarios.

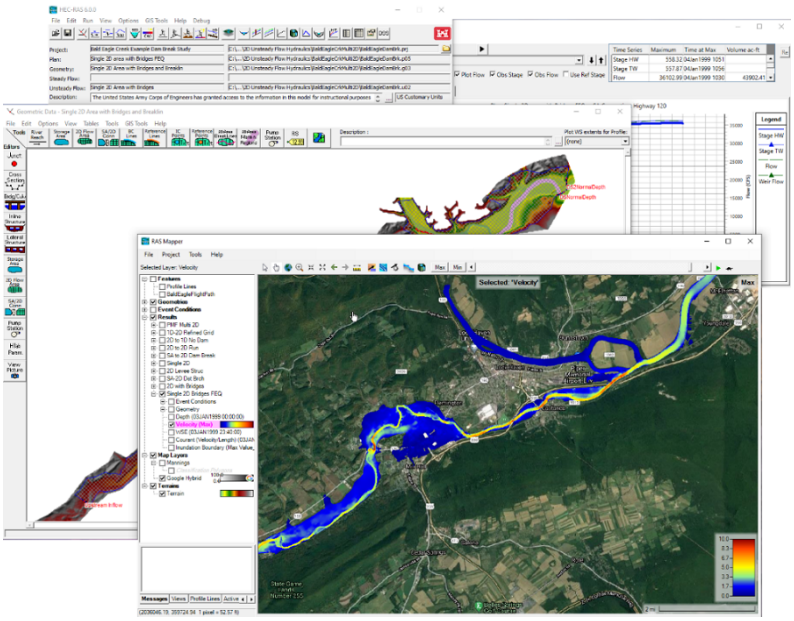


Figure 4.1: *Logiciel Open source HEC-RAS 6.0*

Caractéristiques du modèle

La procédure de base de calcul du logiciel HEC-RAS pour les écoulements *permanents* est basée sur la solution de l'équation de *conservation de l'énergie* à une dimension. Les pertes d'énergie sont évaluées par les frottements et les effets de contraction / expansion. L'équation de

quantité de mouvement est également utilisée dans les situations d'écoulement rapidement varié, par exemple au niveau de ressauts hydrauliques, de ponts et de confluences.

Avantages

HEC-RAS est un logiciel libre qui est dans le domaine public et est disponible en téléchargement gratuit sur le site de Hydrologique Engineering Center, HEC-RAS bénéficie, grâce au soutien de l'US Army Corps of Engineers, d'améliorations continuelles et est reconnu par de nombreux organismes gouvernementaux et entreprises privées.

La simulation sous HEC-RAS passe par plusieurs étapes, de la création du projet jusqu'à l'exportation des résultats de simulation, les étapes sont :

— Créer un nouveau projet lui donner un nom et titre puis le sauvegarder dans un dossier personnel.

— Insérer les données de la géométrie de l'oued à simuler, c-à-d, l'axe de l'oued et les profils en travers.

— Insérer les données hydrologiques, conditions aux limites, ainsi que les paramètres nécessaires.

4.3.2 La Gestion des fichiers dans HEC-RAS

La Figure **4.2** montre comment un projet HEC-RAS est lié dans son ensemble, et quels types de données sont nécessaires pour faire une simulation, on voit que pour écoulement non-uniforme et instationnaire on doit disposer des données de terrain dites géométriques ainsi que des données hydrométriques avec des conditions aux limites imposées par l'utilisateur.

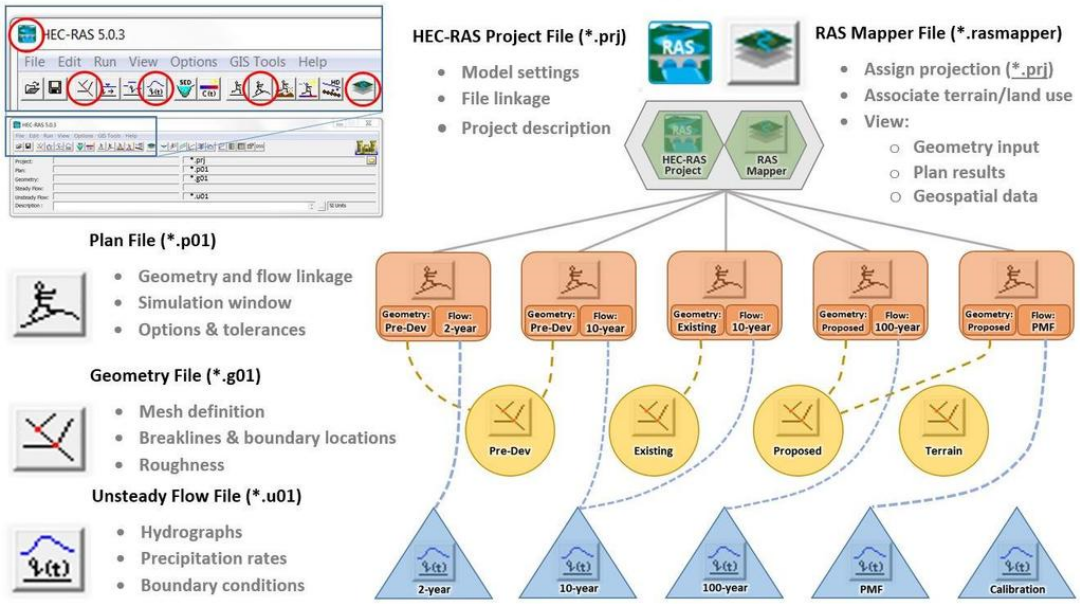


Figure 4.2: *La gestion des fichiers et extensions dans HEC-RAS*

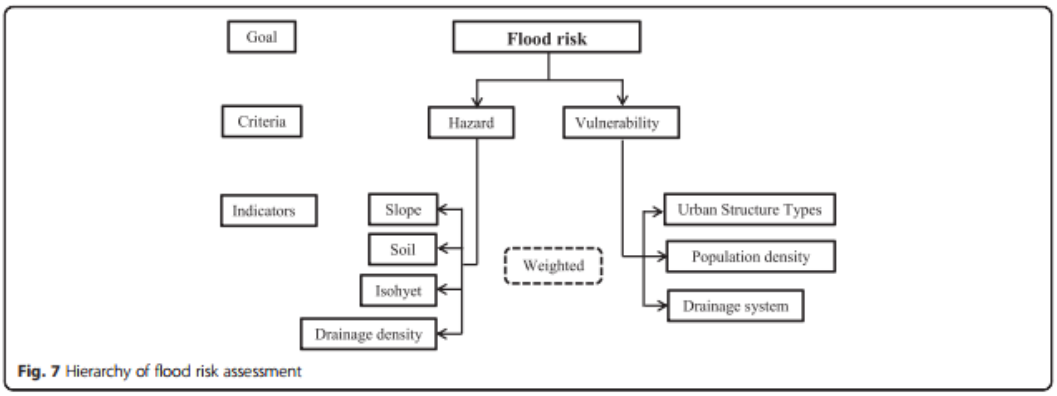
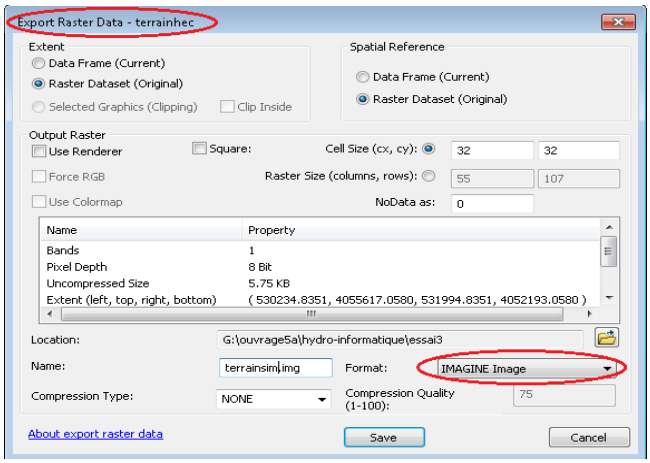


Figure 4.3: *Cadre de travail et données nécessaires*

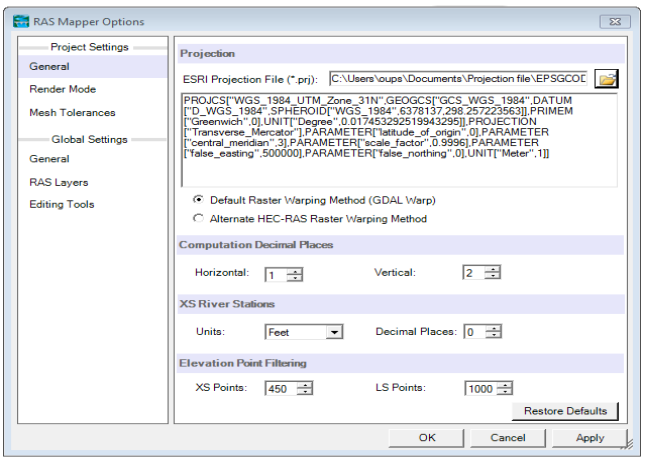
4.3.3 Données géométriques (modélisation de l'oued)

Un MNT ou TIN Une meilleure représentation comme un fond topographique pour les modèles hydrauliques

La modélisation de l'oued doit être précédée par la modélisation du terrain, ceci est faisable en ayant exporté la couche du modèle numérique de terrain (MNT) sous le format imagine image à partir d'Arc GIS, après avoir créé le MNT TIN, l'extension de cette couche est parfaitement supportée par HEC-RAS, ceci est dans le but d'entamer la phase modélisation de l'oued sous Ras mapper.



(a) *Exportation de la couche terrain depuis Arcmap vers Hecras*



(b) *Configuration de système projection dans RAS mapper*

Figure 4.4: *Exportation et ouverture de MNT*

Ajouter le terrain exporté depuis Arcmap et confirmer que le terrain est dans la bonne projection de système de coordonnées en ajoutant carte de fond provenant de Google.

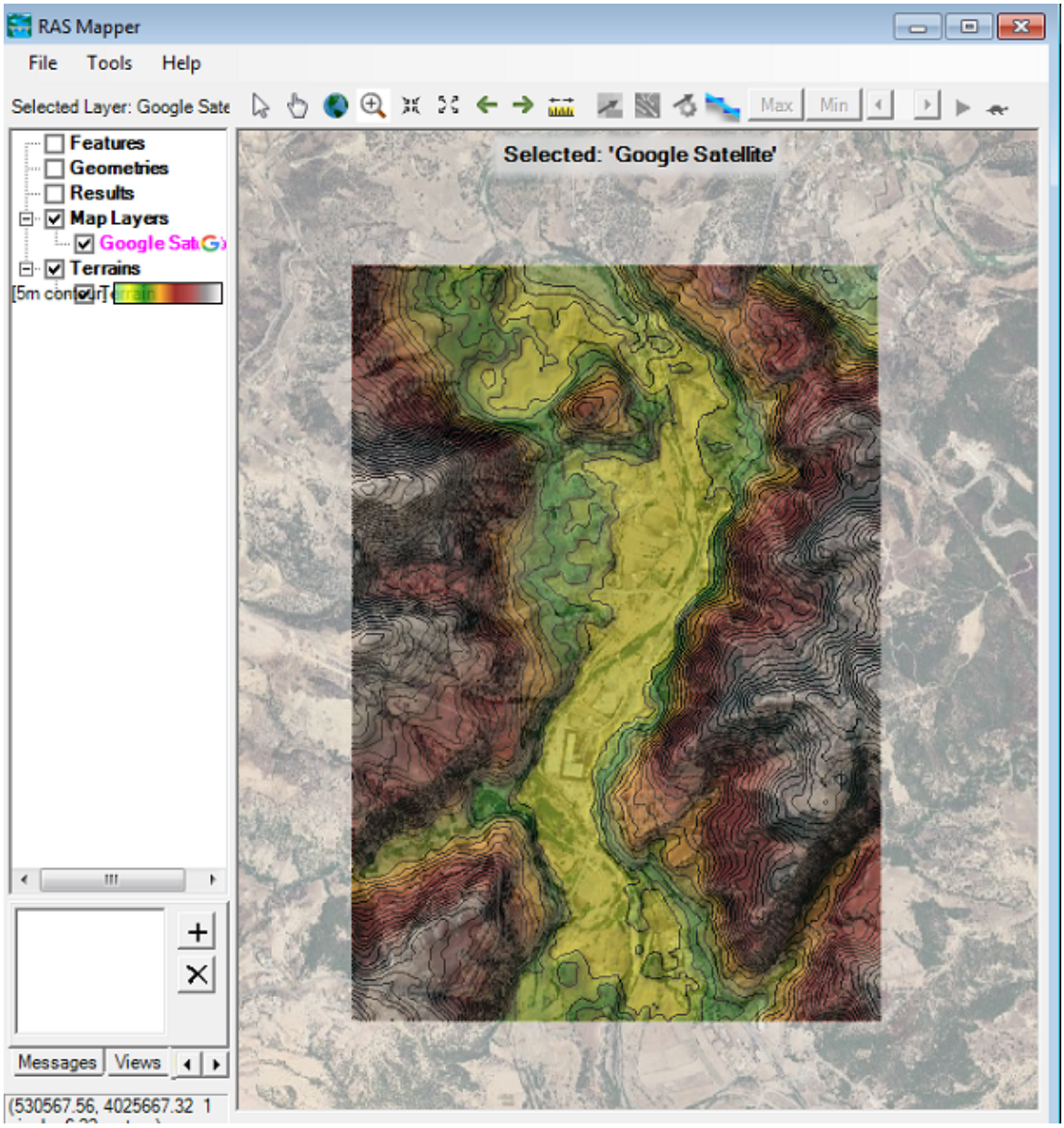


Figure 4.5: *Ajout de terrain modélisé à ras mapper*

Principes de base lors de définition de la géométrie.

L'élément le plus important est les profils en travers, lors du dessin on doit veiller à respecter les règles suivantes :

1. Les profils doivent être perpendiculaires à la direction d'écoulement des eaux, dans le lit majeur.
2. Ils ne doivent pas se croiser.
3. Ils doivent recouper toute la plaine d'inondation.
4. Ils doivent encadrer les ouvrages structurants du cours d'eau (ponts, culées, seuils...).

En respectant ces règles nous avons abstenu le résultat des profils en travers(cross-sections) illustré dans la figure **4.6**

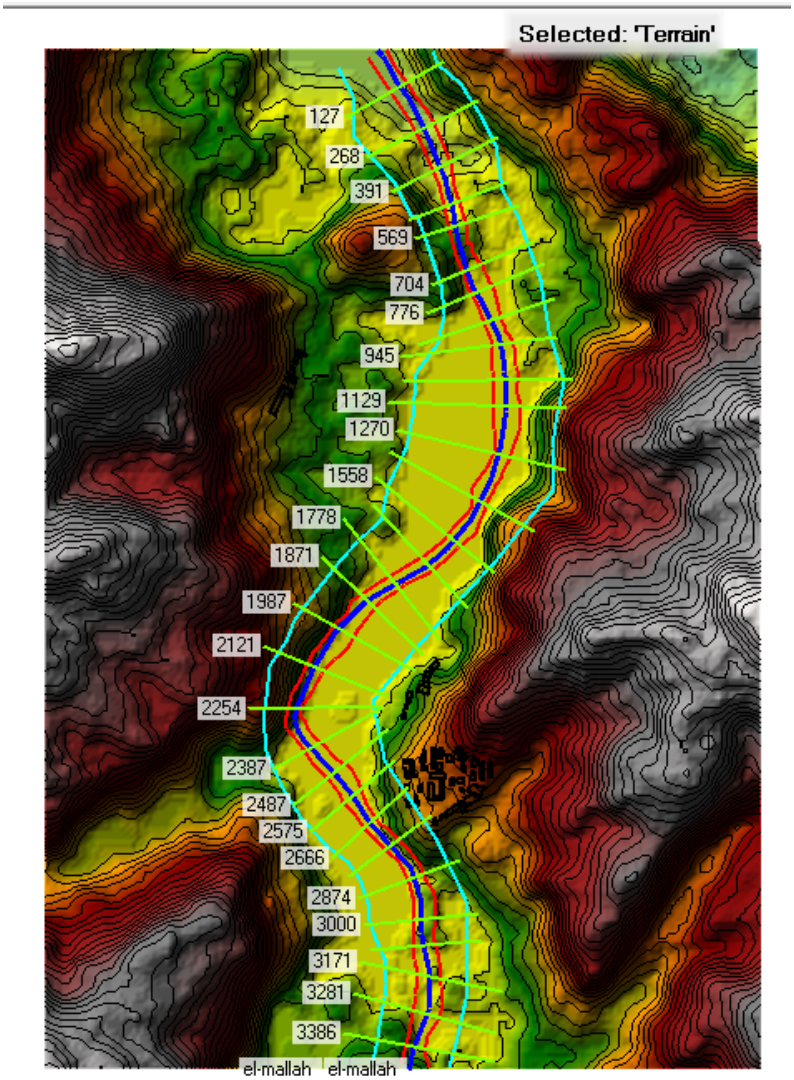


Figure 4.6: *Dessin et édition des sections en travers*

4.3.4 Conditions aux limites et données hydrométriques

Dans cette étape on est obligé de spécifier les débits d'entrées utilisés pour calculer les profils d'écoulement ainsi que les conditions aux limites telles que coefficient de Manning, la hauteur critique et la pente pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section de l'oued.

Les conditions aux limites sont nécessaires pour établir la surface du plan d'eau à l'extrémité de l'oued, pour un régime sous-critique, la condition doit être précisée uniquement à l'aval de la section considérée, pour un régime sur-critique, une condition doit être introduite à l'amont de la section considérée, dans le cas où le régime est mixte, comme c'est notre cas d'étude, les conditions amont et aval sont à préciser.

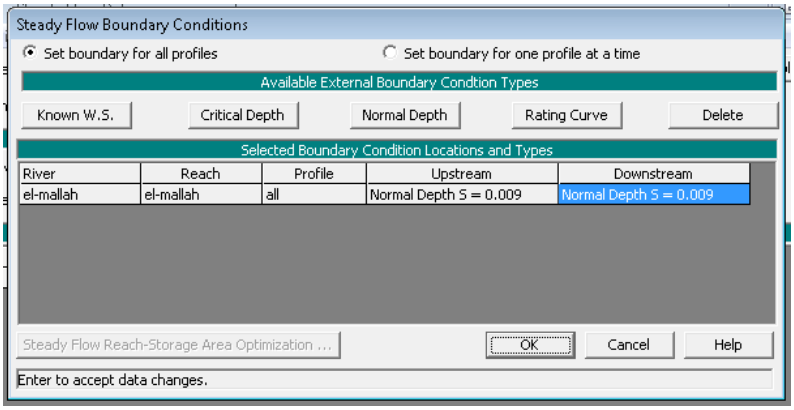


Figure 4.7: *Introduction des conditions aux limite (S=pente)*

Introduire les données de débit correspondants à chaque période de retour désirée (10 ans-50ans-100ans) en créant les profils nécessaires. figure **4.8**

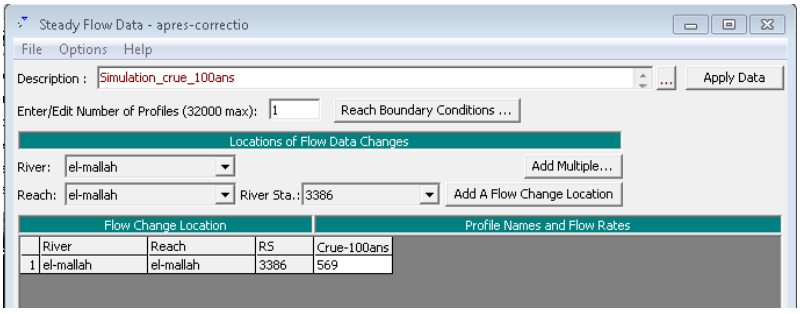


Figure 4.8: *Introduction du débit correspondant à 100 ans*

4.3.5 Résultats de la simulation

La simulation du cours d'eau non aménagé avec les données introduites dans les phases précédents a donné les résultats sur le niveau d'eau dans chaque une des sections et un bon

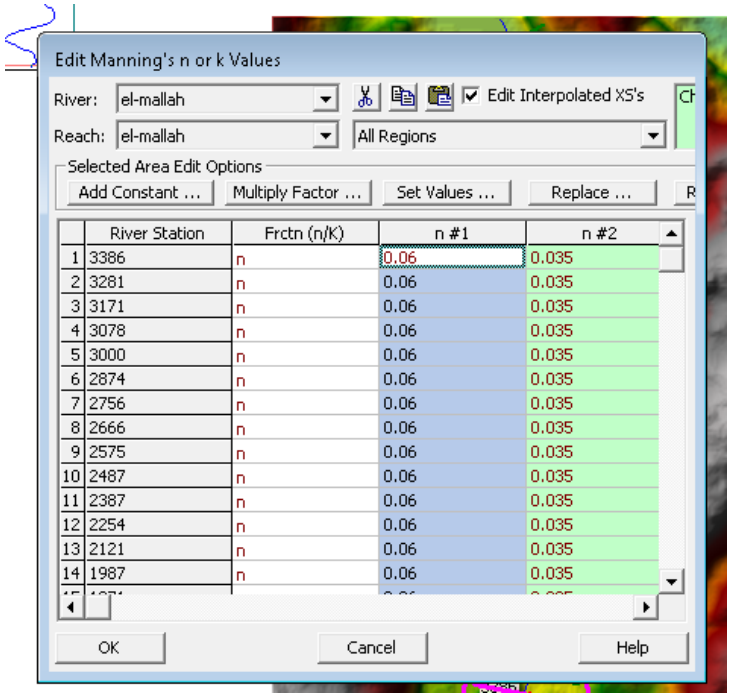


Figure 4.9: *Introduction des valeurs de Manning pour le fond et les berges*

nombre de courbe telle que la courbe de tarage ainsi que la vue en perspective (XYZ).HEC-RAS a permis de fournir (figure **4.10**) une représentation de la variation de la hauteur d'eau en (m) en fonction de débit en m^3/s.

Les profils en travers : Cette option d'affichage des résultats par profil transversal, permet d'acquérir le maximum de détail à chaque point choisi du tracé du cours d'eau.

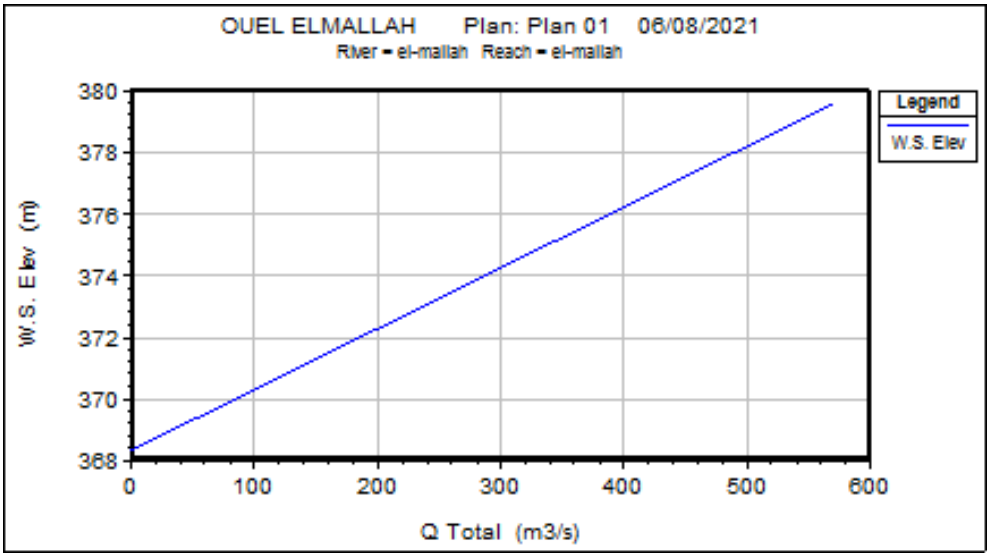


Figure 4.10: *Courbe de tarage*

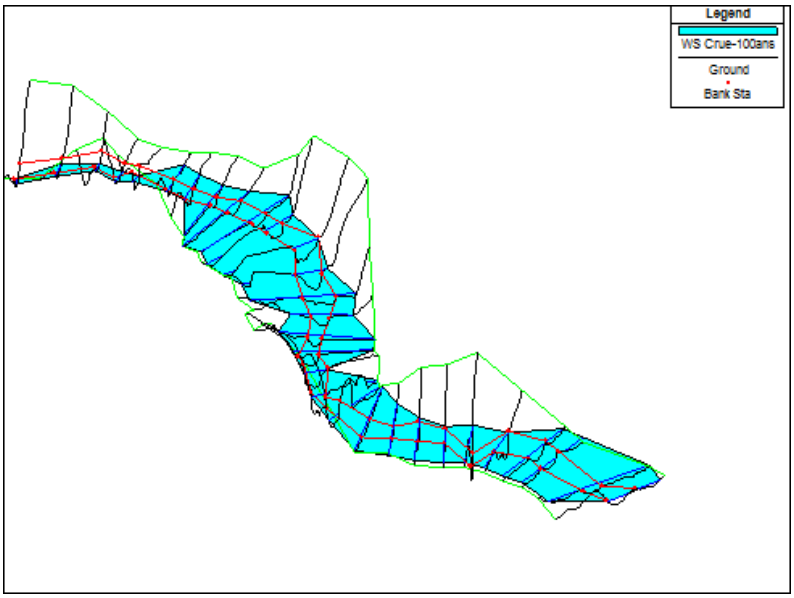
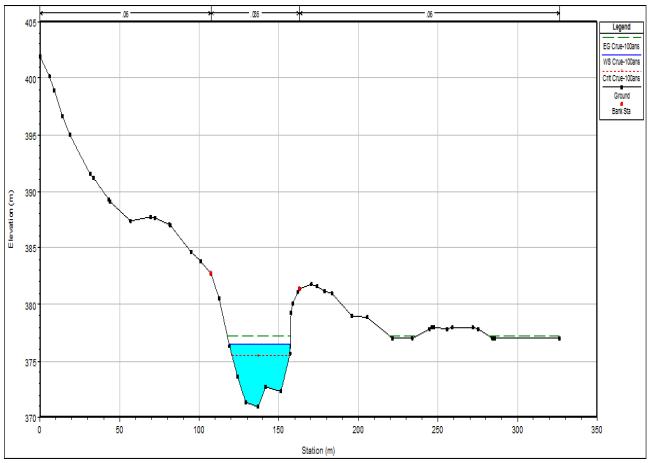
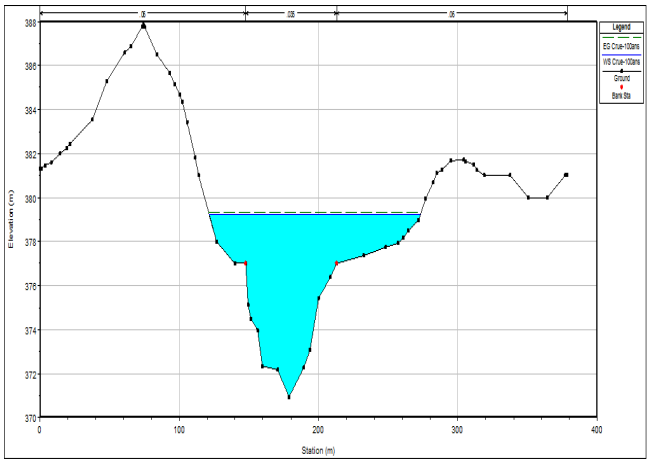


Figure 4.11: *vue en perspective*

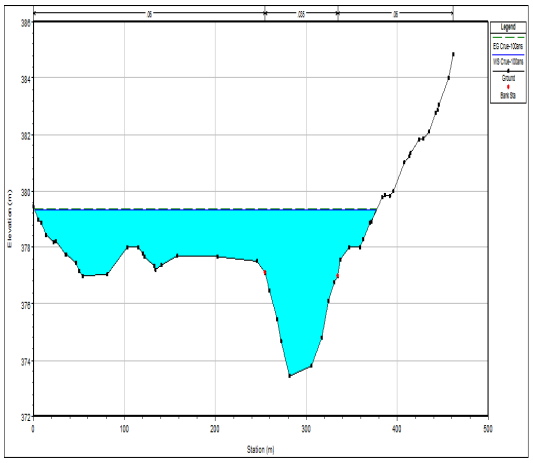


(a) *section-776*

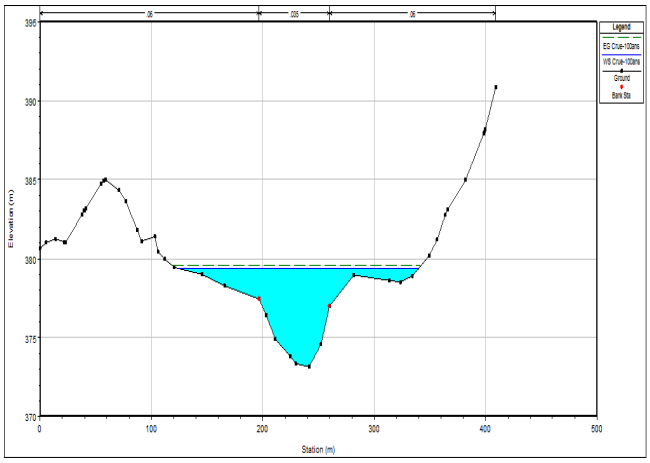


(b) *section-945*

Figure 4.12: *Sections en travers*

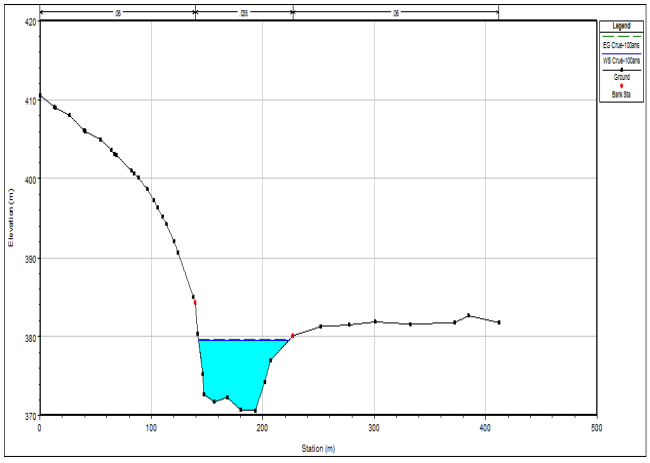


(a) *section-559*

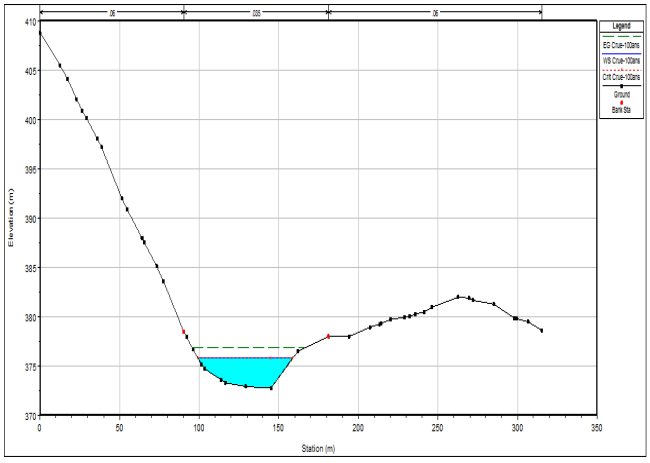


(b) *section-1663*

Figure 4.13: *Sections en travers*

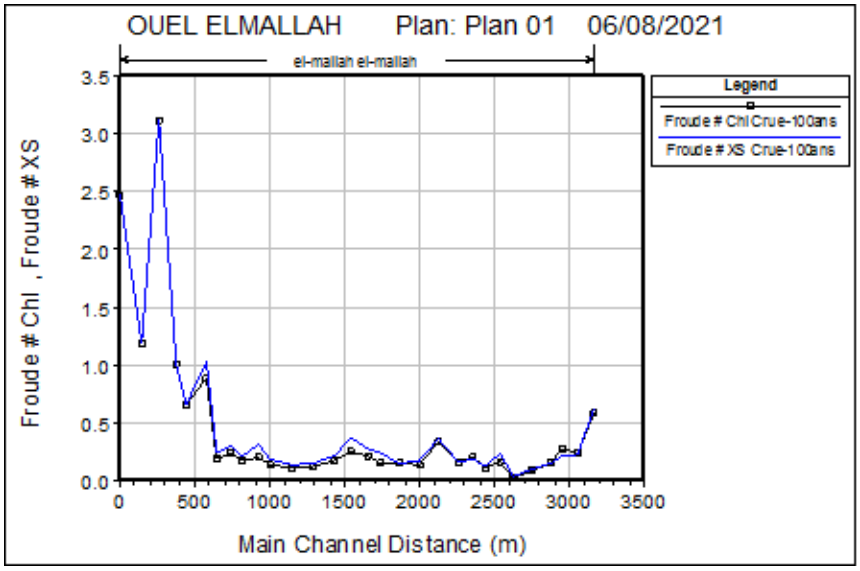


(a) *section-506*

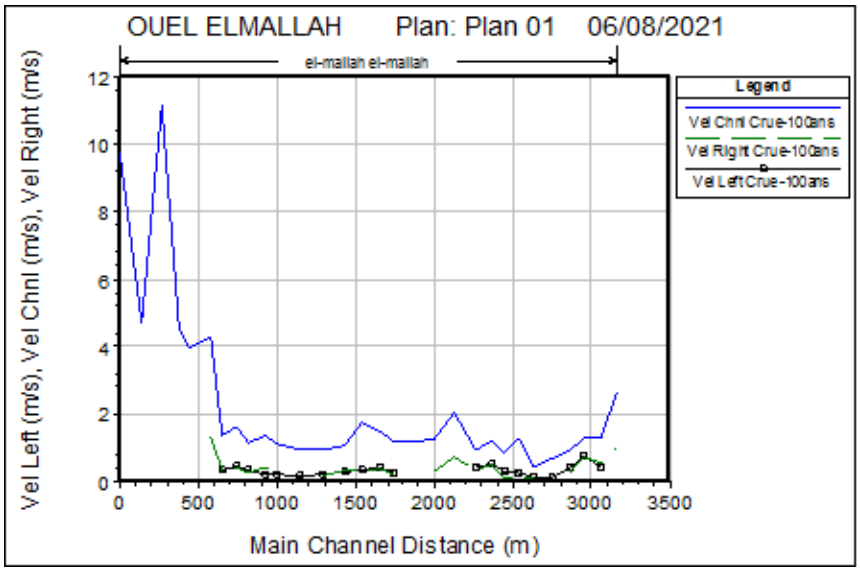


(b) *section-1987*

Figure 4.14: *Sections en travers*



(a) *Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance*



(b) *Vitesse d'écoulement en fonction de la distance*

Figure 4.15: *Sections en travers*

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

Tableau 4.1: *Principaux paramètres hydrauliques pour l'ensemble des stations.*

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
3386	376.49	379.83	379.27	380.13	0.003322	2.64	274.66	176.42	0.59
3281	376.35	379.9		379.95	0.000461	1.28	750.16	384.79	0.24
3078	376.56	379.84		379.89	0.000688	1.3	634.03	273.33	0.27
3000	373.82	379.83		379.86	0.000162	0.96	939.08	321.71	0.15
2874	367.87	379.83		379.85	0.000046	0.68	929.43	199.19	0.08
2756	370.68	379.84		379.84	0.000005	0.45	1620.49	145.62	0.03
2666	370.41	379.76		379.84	0.000178	1.3	577.22	194.85	0.16
2575	370.18	379.78		379.81	0.00008	0.84	928.22	235.77	0.11
2487	375.44	379.75		379.8	0.000307	1.21	771.71	286	0.2
2387	375.05	379.74		379.77	0.000196	0.96	925.14	364.68	0.16
2254	374.44	379.56		379.72	0.000963	2.04	430.42	187.88	0.34
2121	368.32	379.58		379.66	0.000147	1.25	520.63	106.18	0.14
1987	370.68	379.56		379.63	0.000171	1.18	483.98	81.04	0.15
1871	371.17	379.55		379.61	0.000152	1.18	655.02	275.26	0.15
1778	373	379.51		379.59	0.000311	1.5	708.16	336.68	0.21
1663	373.19	379.4		379.54	0.000467	1.74	435.57	216.63	0.25
1558	373.71	379.43		379.48	0.000235	1.05	770.73	367.87	0.17
1420	369.28	379.42		379.46	0.000099	0.94	652.73	154.52	0.12
1270	370.19	379.4		379.45	0.000093	0.93	678.2	154.16	0.12
1129	371.56	379.37		379.43	0.000132	1.09	653.86	198.93	0.14
1051	373.73	379.34		379.41	0.000299	1.37	680.78	432.25	0.2
945	373.45	379.33		379.38	0.000216	1.14	833.02	375.58	0.17
867	373.06	379.26		379.35	0.000418	1.61	624.99	300.85	0.24
776	370.94	379.23		379.32	0.000235	1.38	511.66	151.54	0.18
704	374.56	378.39	378.39	379.2	0.007239	4.25	173.28	112.43	0.88
569	370.96	376.45	375.46	377.26	0.003743	3.99	142.73	38.33	0.66
506	372.81	375.81	375.81	376.87	0.009626	4.56	124.67	59.48	1.01
391	365.48	367.37	368.88	373.72	0.109072	11.16	51	38.87	3.11
268	364.52	367.22	367.41	368.34	0.014435	4.68	121.54	75.69	1.18
127	357.02	359.45	360.85	364.22	0.065086	9.67	58.82	37.31	2.46

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

Interprétation : Nous constatons que d'après le niveau d'eau dans la majorité des sections en travers de l'oued naturel, qu'il est inondé sur la majeur partie de sa longueur, ceci est observé par la variation des paramètres suivants :

1. La vitesse d'écoulement varie entre 0.45 et 11.16m/s.
2. La hauteur d'eau variée entre 1.89 et 11m.
3. La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.03 et 3.11.

4.3.6 Les zones inondables

La simulation sous HEC RAS a permis d'obtenir les résultats des profondeurs d'eau pour chaque section en travers du cours d'eau naturel, sous forme graphique, ainsi qu'une représentation spatiale des vitesses d'écoulement, ces résultats sont d'une importance primordiale dans la délimitation des zones inondables.

Carte des profondeurs

Interprétation de la figure 4.16 : Selon l'illustration des profondeurs d'eau pour la crue centennale, dans la figure, on remarque que les hauteurs d'eau au niveau du cours d'eau naturel atteignent des valeurs allant de 0.5 m à son maximum de 4.6 mètres, il est important de noter dans les deux côtés de l'oued(montré en vert et bleu clair) indiquent les valeurs de la hauteur d'eau les plus faibles, tandis que les zones ayant une topographie relativement plane et altitude assez basse sont marquées par les hauteurs d'eau les plus importantes montrées en couleur rouge et bleu foncé dans la carte des profondeur .

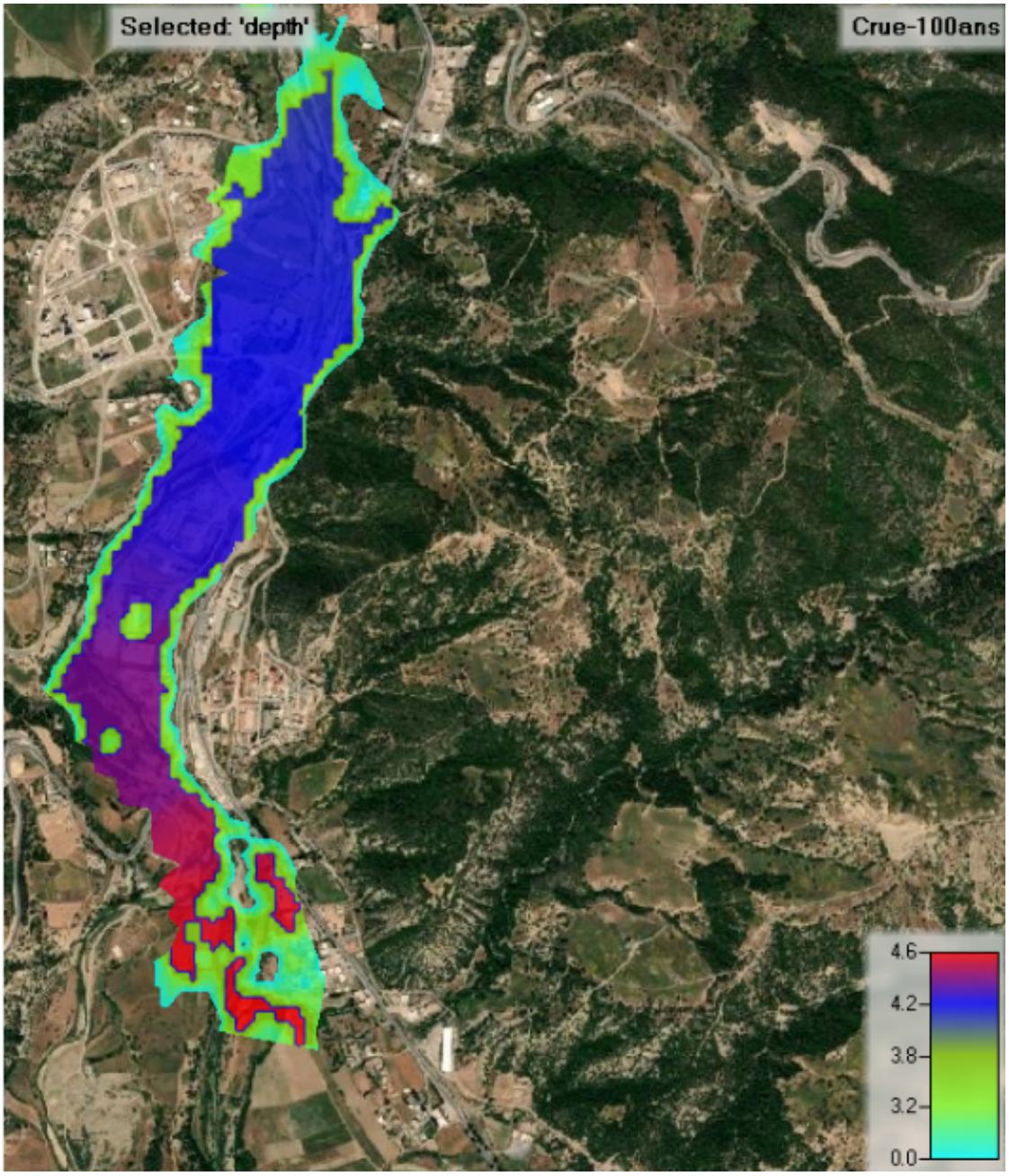


Figure 4.16: *Carte des profondeurs tirée de Ras mapper*

Carte des vitesses d'écoulement

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

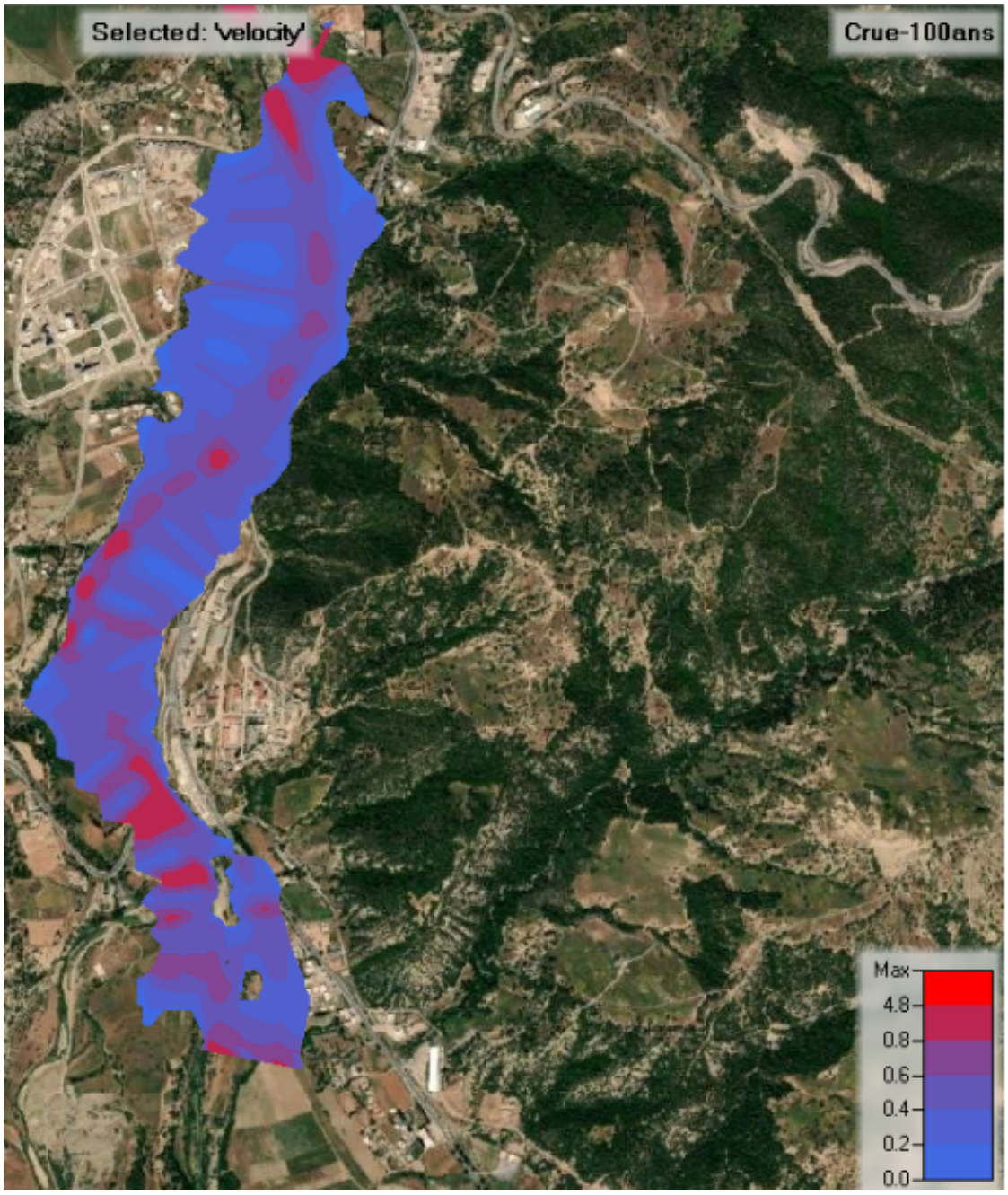


Figure 4.17: *Cartes des vitesses d'écoulement*

4.4 Cartographie du risque

Cette partie est consacrée à l'évaluation est estimation du risque d'inondation dans la zone étudiée de mezerana en prenant en compte la modélisation hydraulique qui permet de reconstituer la ligne d'eau du lit de la rivière pour l'aléa de référence c-à-d la crue de 100ans. Les cartographies des aléas est établie à partir de cette ligne d'eau et des données topographiques. Le croisement de ces deux données permet de délimiter l'enveloppe de la zone inondable et les hauteurs d'eau.

4.4.1 Classes des hauteurs d'eau

En Re-classifiant le résultat des hauteurs d'eau obtenus en plusieurs classes, on peut obtenir la submersion sous forme graphique expliquant la différence de niveau d'eau, et ceci, pour l'ensemble des zones inondées sur toute la longueur du cours d'eau.

La submersion est principalement caractérisée pas l'étendue et la profondeur d'eau, la topographie et sa précision joue un rôle important à côté du modèle hydraulique utilisé .

Tableau 4.2: *Classes des hauteurs*

Profondeur	Submersion
H <0.5 mètre	Pour une profondeur H <0.5m : Submersion est Faible
0.5< H <1 mètre	Pour une profondeur 0.5< H <1m : Submersion est Moyenne
H >1 mètre	Pour une profondeur H1 >m : Submersion est Elevée

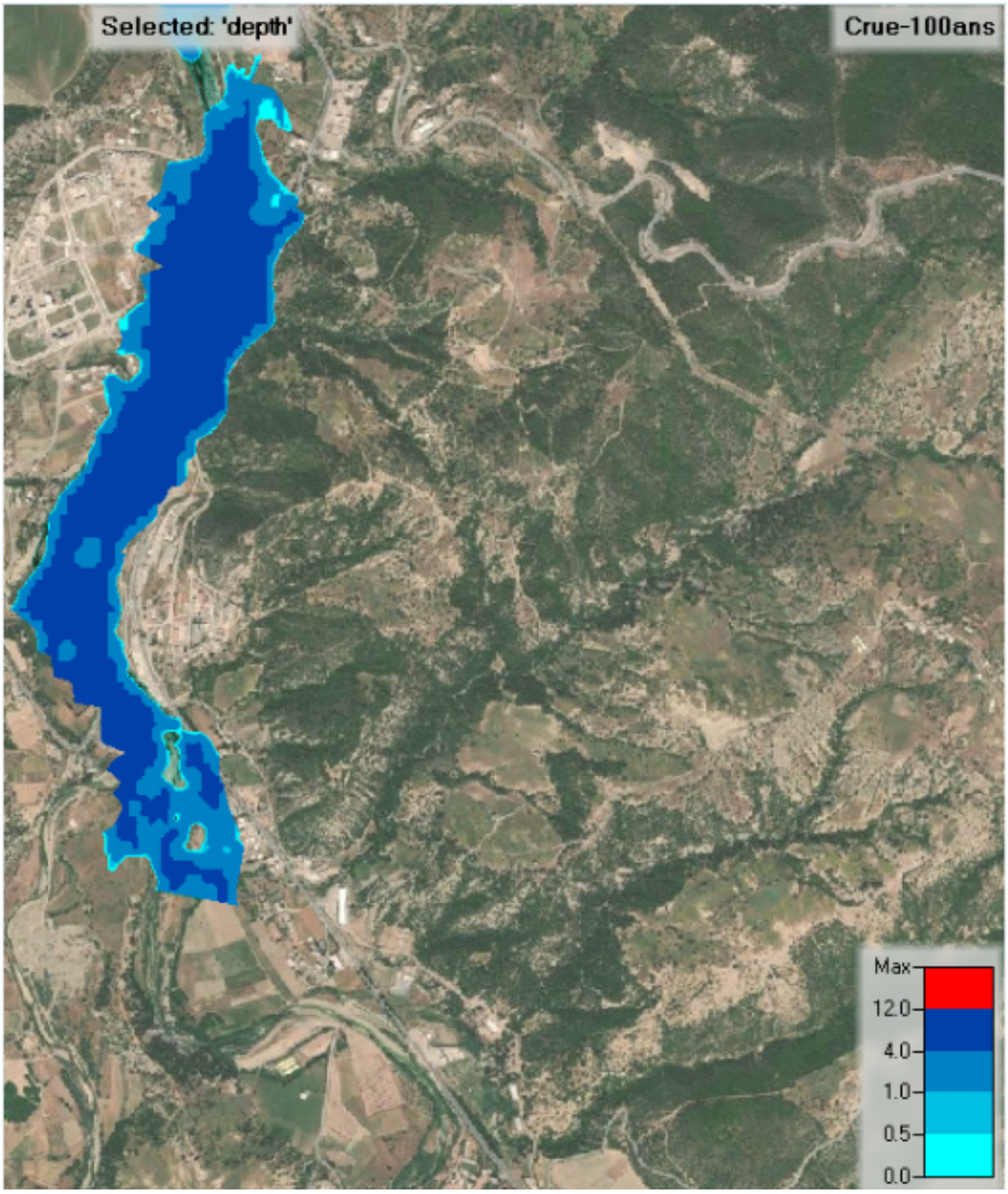


Figure 4.18: *Reclassification des classes de submersion (ras mapper)*

4.4.2 Classes de vitesse d'écoulement

En suivant la même procédure et méthode de classifications (sous ras mapper) pour les hauteurs d'eau appliquée au résultat obtenu des vitesses d'écoulement on obtient une figure représentant les vitesses en trois (03) classes selon les zones inondées.

Tableau 4.3: *Classes des vitesses*

Valeurs de vitesse	Classe de vitesse
V 0.2 m/s	Dans ce cas la vitesse entre dans la classe des Vitesses faibles
0.2 V 0.5 m/s	Dans ce cas la vitesse entre dans la classe des Vitesses moyennes
V 0.5 m/s	Dans ce cas la vitesse entre dans la classe des Vitesses élevées.

La figure **4.19** permet une meilleure visualisation des zones inondées dont la vitesse d'écoulement est variable de $0.1m/s$ à $11m/s$.

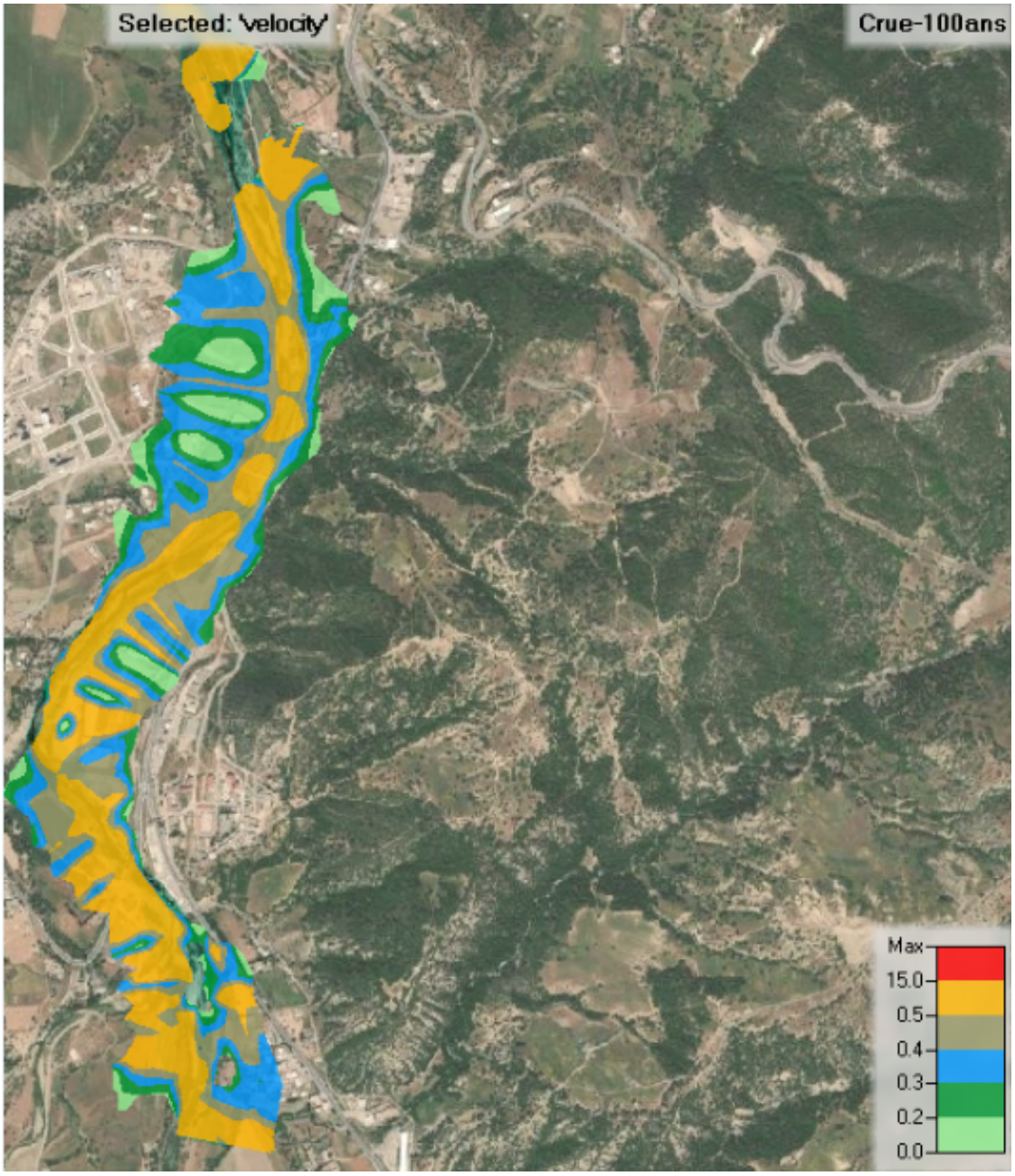


Figure 4.19: *Reclassification des vitesses d'écoulement(ras mapper)*

4.4.3 Les classes d'Aléa

La Table **4.4** est le résultat du croisement (multiplication des valeurs attribuées pour chaque classe) des de carte de submersion et carte des vitesses d'écoulement selon la table de croisement :

Tableau 4.4: *Croisement de vitesse d'écoulement et hauteur de submersion*

Hauteur et vitesse	Faible (v<0.2m/s)	Moyenne(0.2<v<0.5m/s)	Forte(v>0.5m/s)
Faible(H0.5m)	FAIBLE	MOYEN	FORT
Moyen (0.5H1m)	MOYEN	MOYEN	FORT
Fort (H1m)	FORT	FORT	FORT

Dans ce cas d'étude, les zones de danger sont clairement identifiées par les différentes couleurs :

1. **Zones à moindre risque :**

   Colorée en couleur blanchâtre, qui traduit toute l'enveloppe de la zone pour laquelle la vitesse d'écoulement($V < 0.2m/s$) et la profondeur d'eau ($H < 0.5m$) ne présente pas un danger réel, On note quand même que seulement un évènement exceptionnel (période de retour supérieur à 500 ans) peut avoir un effet considérable dans ces zones.

2. **Zones à risque de faible à moyenne ampleur :**

   Identifiées par la couleur bleu clair, montrant les zones ou la vitesse ($0.2 < V < 0.5m/s$) et la profondeur d'eau ($0.5 < H < 1m$) peuvent créer un danger notable, ou les inondations sont fréquentes et pouvant engendrer des matériels.

3. **Zones à haut risque :**

   Identifiées par la couleur bleue à bleu foncé, illustrant un danger fréquent et grave à menaçant la sécurité des vies humaines en raison de la hauteur d'eau élevées ($H > 1m$)et sa vitesse d'écoulement($V > 0.5m/s$) engendrant des dégâts considérables point de vue humaine et matériel.

On note dans la Figure**4.20** la présence dans le champ d'inondation :

— Une zone d'activité industrielle, une usine de fabrication de matériaux de construction.

— Une zone d'habitation, une partie dans le sud du tronçon de l'oued, ainsi qu'un nombre de maisons dans la partie supérieure de l'oued.

— De multiple surfaces agricole et cultures plantée par l'homme.

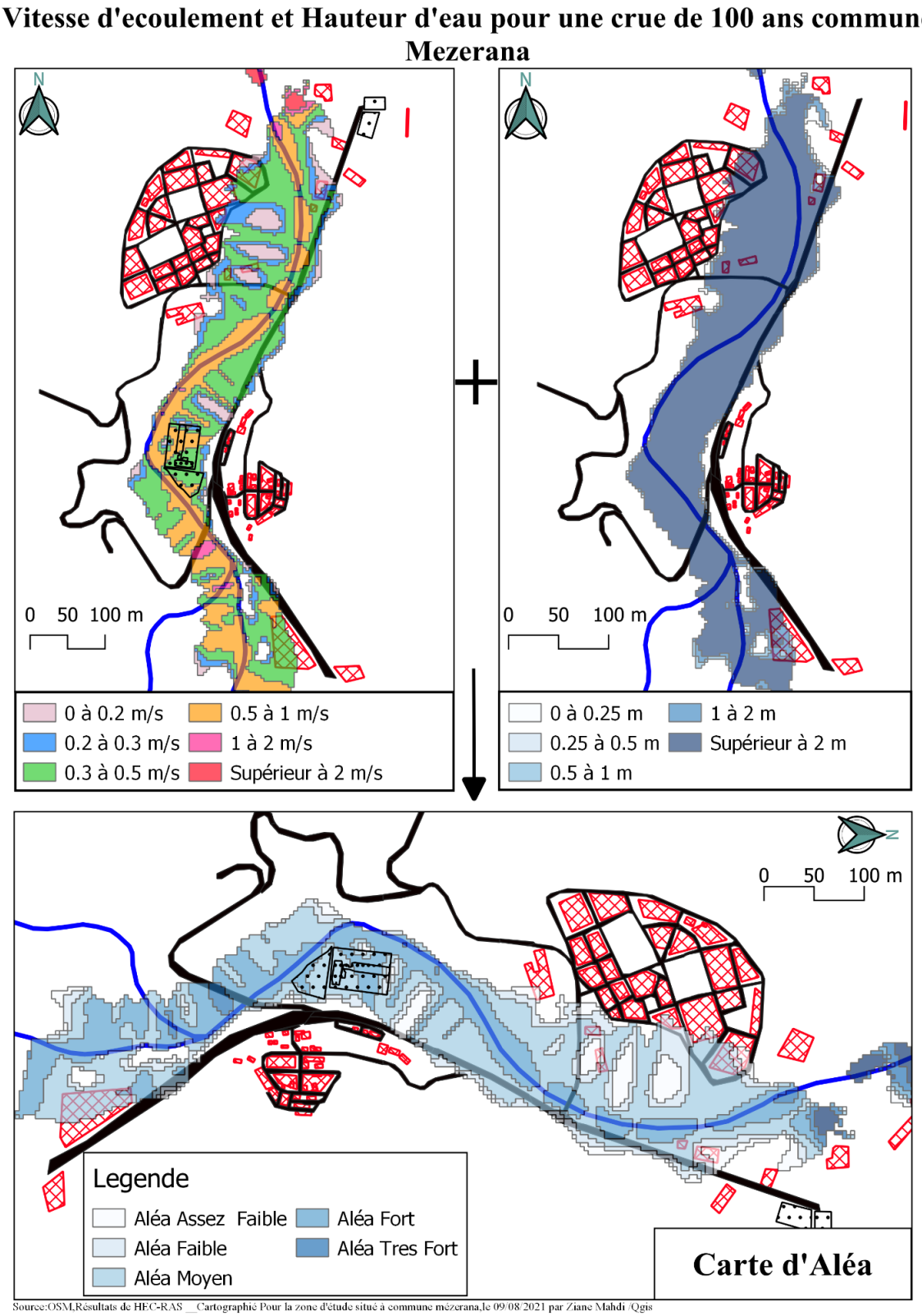


Figure 4.20: *Carte d'aléa d'inondation de l'oued el Mallah région mézérana*

4.4.4 Enjeux et vulnérabilités

Comme la cartographie de l'aléa inondation, est une étape essentielle dans l'élaboration d'un Plan de Prévision des Risque d'Inondation. C'est en effet la superposition des cartes d'aléa et des enjeux, qui associée à un règlement, permet d'aboutir au zonage réglementaire. Cette cartographie permet également d'évaluer la vulnérabilité.

Rappel : Les enjeux regroupent les personnes, biens, activités, moyens, patrimoine actuels ou futurs, susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel, en fonction de leur vulnérabilité par rapport à un aléa.

Typologie des enjeux

Les enjeux peuvent être regroupés sous deux catégories :

1. **Les enjeux Surfaciques :**Les enjeux surfaciques peuvent être regroupés comme suit :
   - Zone construite : Centres urbains, bâtis et liaisons, chemins et routes, zone d'activité économique et/ou industrielle.
   - Autres zones : zone agricole, Forets et arbres, terrain nu, végétation...
2. **Les enjeux ponctuels :**On entend par enjeux ponctuels
   - Les enjeux particuliers : Station d'épuration, de pompage...
   - Les enjeux stratégique et/ou sensibles : crèche, écoles, hôpitaux....
   - Les zones de refuges : se situant hors de la zone touchée par l'aléa.

   Dans ce cas d'étude les enjeux ponctuels n'ont pas été pris en considération étant donné qu'ils se manifestent avec un nombre très faible.

Les données nécessaires à la détermination des enjeux ont été obtenues depuis ESRI LAND COVER/USE 2020, OpenStreetMap (OSM), appliqué à la zone étudiée.

4.4.5 Zonage réglementaire

Une des préventions des risques d'inondation (PPRI) est un plan de prévention des risques spécifique aux inondations. Il émane de l'autorité publique. Il évalue les zones pouvant subir des inondations et y instaure des remèdes techniques, juridiques et humains pour y faire face.

Comme pour chaque plan de prévention des risques d'inondation, le PPRI s'appuie sur la carte des aléas et aboutit à la carte de zonage réglementaire.

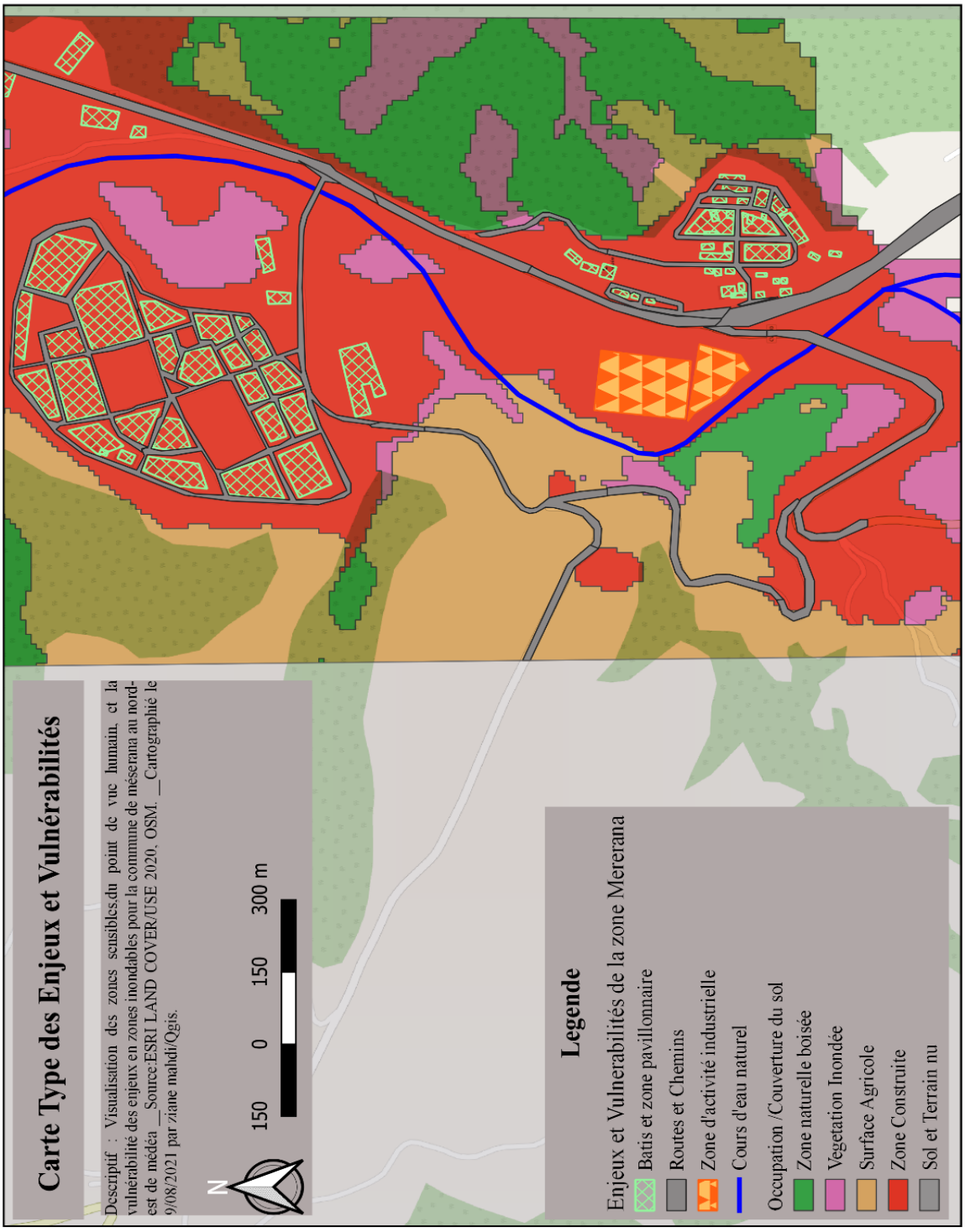


Figure 4.21: *Cartographie des enjeux de la commune de Mezerana*

— La « zone rouge » où, d'une manière générale, toute construction est interdite, soit en raison d'un risque trop fort, soit pour favoriser le laminage de la crue.

— La « zone bleue » où l'on autorise les constructions sous réserve de respecter certaines prescriptions, par exemple une cote de plancher à respecter au-dessus du niveau de la crue de référence

— La « zone blanche », zone non réglementée car non inondable pour la crue de référence.

Tableau 4.5: *Croisement Aléa et Enjeux*

Enjeux / Aléa	Espace Urbanisé	Zones naturelles/Agricoles
Aléa Fort	Zone rouge	Zone bleu
Aléa Moyen	Zone bleu	Zone blanche
Aléa Faible	Zone bleu	Zone blanche

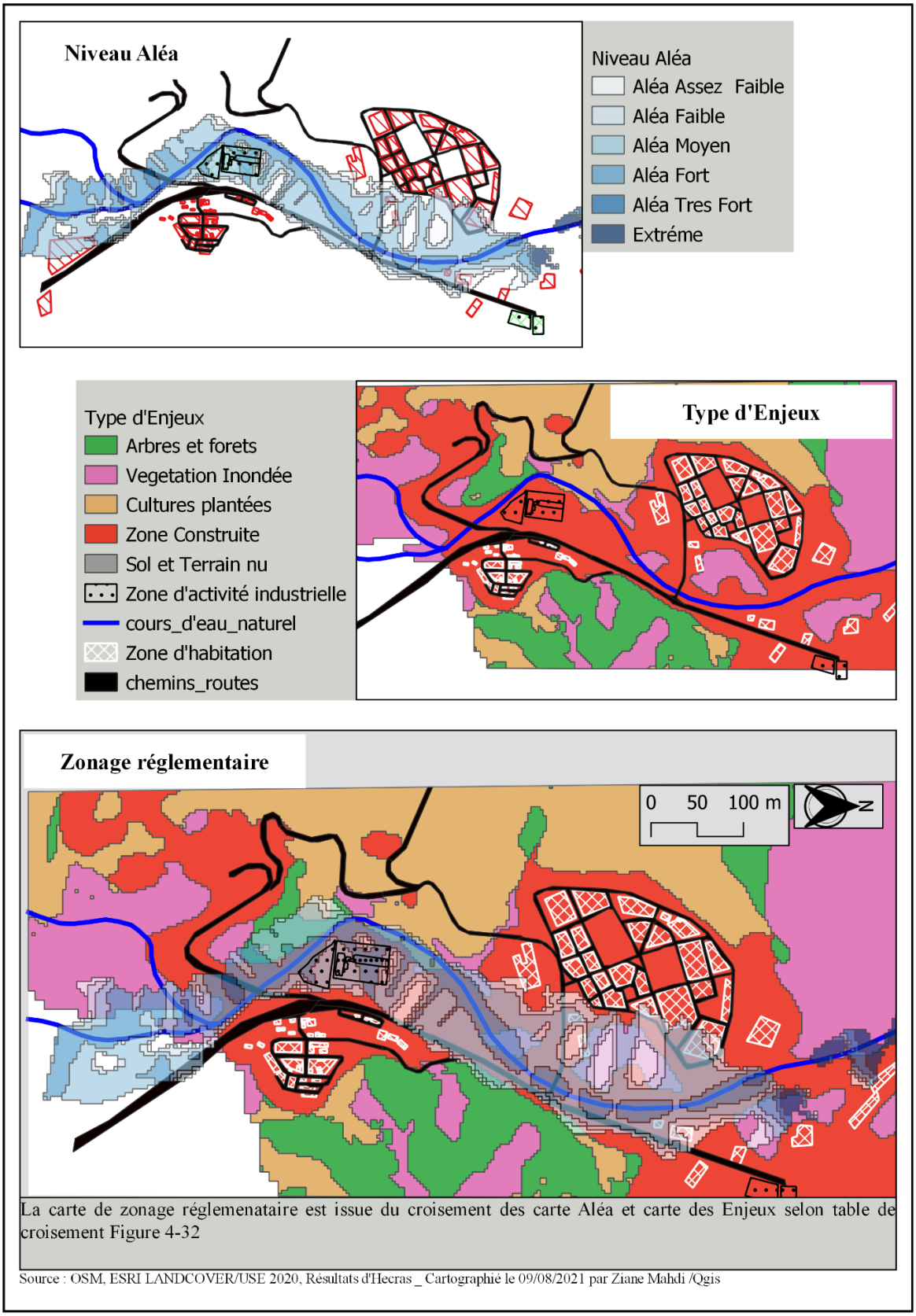


Figure 4.22: *Carte de Zonage réglementaire Issue de croisement Aléa et Enjeux*

4.5 Conclusion

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

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

Chapitre 5

Étude des variantes d'aménagement

5.1 Introduction

Le but de cette étude est de bien protéger la région de mezerana contre les inondations en sélectionnant les solutions d'aménagements adéquates compte tenu des conditions naturelles du terrain Après la proposition des différentes variantes sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone étudiée, selon une étude comparative on évalue le coût de réalisation et fait un choix technico-économique qui permet d'avoir un ouvrage satisfaisant les fonctionnalités nécessaires.

Comme finalité une variante sera prise en considération et fera l'objet d'étude détaillée de telle sorte à garantir la protection de la ville de mezerana.

5.2 Principe d'aménagement

5.2.1 Les différents types d'aménagements

Reprofilage

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

Curage

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

Protection des berges

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

Réalisation des canaux

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

5.2.2 La formule de dimensionnement des canaux

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, pour toutes les formes géométriques pour des sections ouvertes diverses. Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I} \tag{5.1}$$

avec :

— Q : Débit d dimensionnement (m^3/s).

— n :Rugosité du canal.

— S :Section mouillée(m^2).

— I :pente du fond du canal(m/m).

— R :Rayon hydraulique(m).

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

.

La figure **5.1** donne les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux :

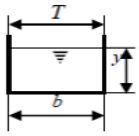
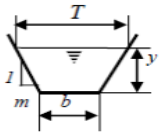
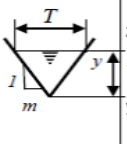
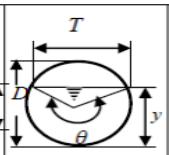
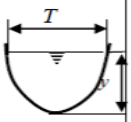
Forme du canal	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Paramètres géométriques					
Section mouillée A	by	$(b+my)y$	my^2	$\frac{1}{8}(\theta - sin\theta)D^2$	$\frac{2}{3}Ty$
Périmètre mouillée P	$b + 2y$	$b + 2y\sqrt{1+m^2}$	$2y\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta D$	$T + \frac{8y^2}{3T}$ *
Rayon Hydraulique R_h	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+my)y}{b+2y\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{my}{2\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{D}{4}\left(1-\frac{sin\theta}{\theta}\right)$	$\frac{2T^2y}{3T^2+8y^2}$ *
Largeur au miroir T	b	$b + 2my$	$2my$	$D(\sin(\theta/2))$ ou $2\sqrt{y(D-y)}$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$
Profondeur hydraulique y_h	y	$\frac{(b+my)y}{b+2my}$	$\frac{y}{2}$	$\frac{D}{8}\left(\frac{\theta - sin\theta}{sin(\theta/2)}\right)$	$\frac{2}{3}y$

Figure 5.1: *Éléments géométriques pour des sections ouvertes diverses.*

5.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement

La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Pour notre cas, nous avons choisis une pente de 0.1% pour chaque tronçon dans le cas d'un canal trapézoïdal.

Le coefficient de rugosité

La rugosité du canal dépend de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certain revêtement à titre d'exemple sont données dans le table **5.1** :

Tableau 5.1: *Les valeurs du coefficient de rugosité n*

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton.	0.013
Canal en terre	0.022
Canal en gabion	0.030

Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement. C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, ... etc. La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20m pour les grands canaux.

Tableau 5.2: *Marge de sécurité dans les canaux*

Débit ($m^3/s/m$)	Q<0.75	0.75<Q<1.5	1.5<Q<8.5	Q>8.5
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

5.3 Observations et recommandations

5.3.1 Observations préliminaires

— La longueur du cours d'eau est estimée à 3650 m

— Une pente moyenne de 0.009(0.9%).

— Présence d'une zone d'activité qui est un dépôt de matériaux de construction.

— La distance entre les berges du cours d'eau varie entre 45m et 200m.

— Présence d'un pont reliant la route nationale N8 à la W9.

— Grande Présence des terres agricoles et naturelles.

— L'ouvrage ne sera considéré réussi que s'il permet une protection immédiate et ne participe pas dans la déstabilisation du système fluvial.

5.3.2 Recommandations

— Augmentation de la vitesse d'écoulement pour réduire la section mouillée.

— Augmentation de la pente moyenne dans le cas d'aménagement en gabion.

— Un canal trapézoïdal en béton légèrement armé (treillis soudé).

— Un canal en gabion.

— Reprofilage de la section et construction de levées en matériaux naturels.

5.4 Étude des variantes

Dans notre cas on propose quatre variantes ayant la capacité d'évacuer un débit de projet de 569m3/s en supportant de grandes vitesses d'écoulement ainsi qu'un coefficient de Manning réduit.

— Canal trapézoïdal en béton légèrement armé $n = 0.013; i = 0.01\%; V = 12m/s$.

— Canal en gabion $n = 0.03; i = 0.03\%; V = 6.5m/s$.

— Canal mixte (fond en béton, berges en gabions).

— Un levée fluviale de protection.

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une description des variantes d'aménagement proposés pour pouvoir choisir la variante la plus adaptés d'un point de vue technico-économique.

5.4.1 Première variante : Canal en béton légèrement armé de forme trapézoïdale

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer le débit maximum par rapport aux autres sections et par ce qu'elle présente un profil plus stable. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain.

— Une durée de vie plus importante.

— Une forme étroite bien adoptée à la ville.

— Les meilleures caractéristiques hydrauliques.

— Une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

Au cours du dimensionnement de la section de forme trapézoïdale du canal on a utilisé le logiciel FLOWMASTER et on a vérifié les résultats obtenus grâce à une simulation sous HEC-RAS du canal avec une approche unidimensionnelle 1D pour deux tronçons de longueurs respectivement : $L_{tr1} = 1650m$ et $L_{tr2} = 2000m$.

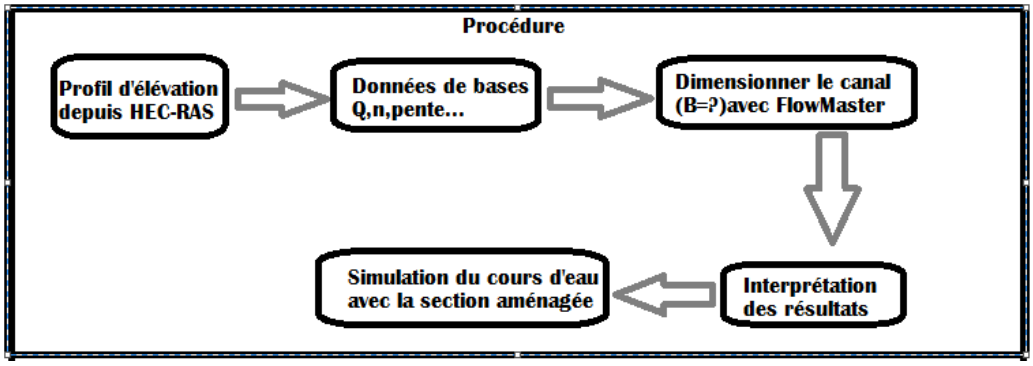


Figure 5.2: *Schéma simplifié des étapes de dimensionnement de canal en de forme trapézoïdale.*

Les profils d'élévation de la surface d'eau

La hauteur d'eau maximale à considérer pour pouvoir dimensionner le canal, est à tirer depuis un graphique sur HEC-RAS, pour les deux différents tronçons considérés on trace une ligne sur la surface d'eau puis on montre le comportement de la surface d'eau grâce au profil d'élévation d'eau, la figure **5.3** montre brièvement le résultat.

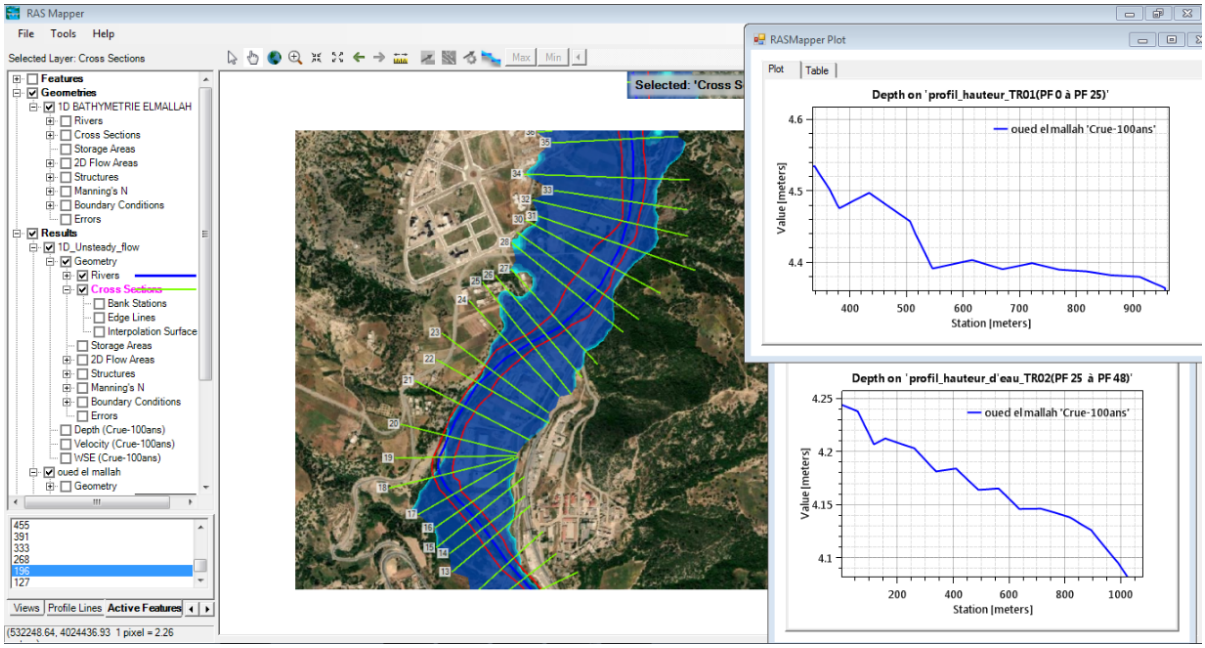
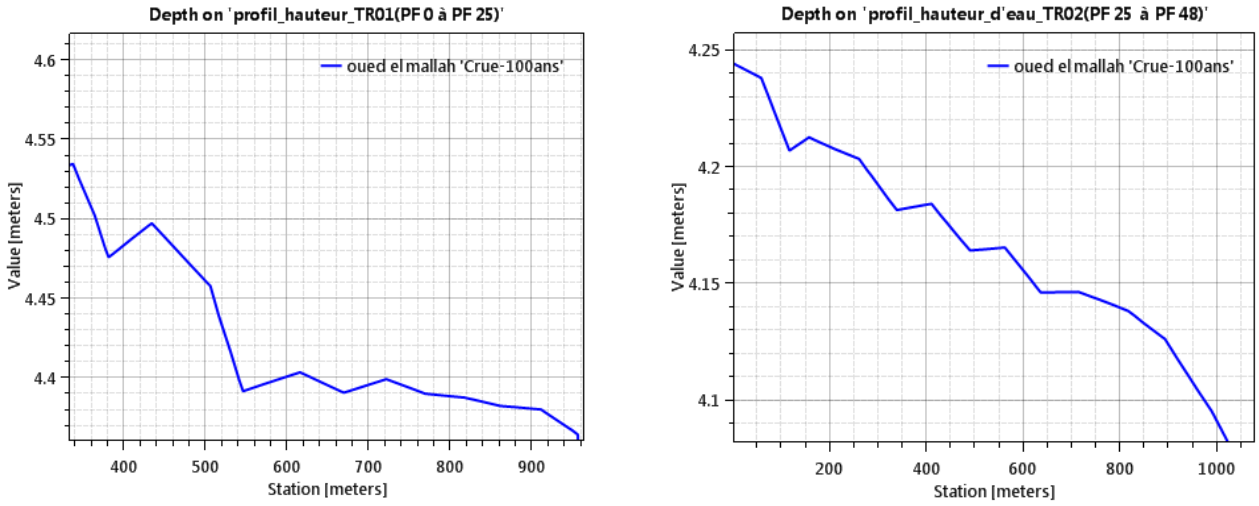


Figure 5.3: *Élévations d'eau*

Hauteur d'eau de dimensionnement

La hauteur d'eau de dimensionnement de la section trapézoïdale n'est rien d'autre que le tirant d'eau maximal (H_{max}), les deux figures suivantes montrent les hauteurs normales des deux

tronçons considérés.



(a) **(b)**

Figure 5.4: *Les profils des élévations d'eau correspondant au tronçon 1 et tronçon 2.*

D'après les deux graphes a et b on voit que les hauteurs d'eau sont pour le tronçon 1 $H_{tr1} = 4.53$m et pour le tronçon 2 $H_{tr2} = 4.24$m.

Les données de bases

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

Tableau 5.3: *Données du tronçon 1 et 2*

Données Tr01	Valeurs	Données Tr02	Valeurs
Longueur du tronçon(m)	1560	Longueur du tronçon(m)	2000
Tirant d'eau $\{H_{max}$(m)$\}$	4.53	Tirant d'eau $\{H_{max}$(m)$\}$	4.24
Section départ	0	Section départ	26
Section arrivée	25	Section arrivée	48
Pente du terrain naturel	0.0009	Pente du terrain naturel	0.001
Fruit de talus m	1	Fruit de talus m	0.67
Coefficient de rugosité	0.013	Coefficient de rugosité	0.013
Pente du canal	0.001	Pente du canal	0.001

Dimensionnement à l'aide de FlowMaster

FlowMaster nous permet d'effectuer des calculs hydrauliques pour des dizaines de types d'éléments, allant des conduites aux canalisations à écoulement libre, en passant par les bouches d'égout et les déversoirs résolution de toute propriété inconnue et Conception pour toute caractéristique souhaité.

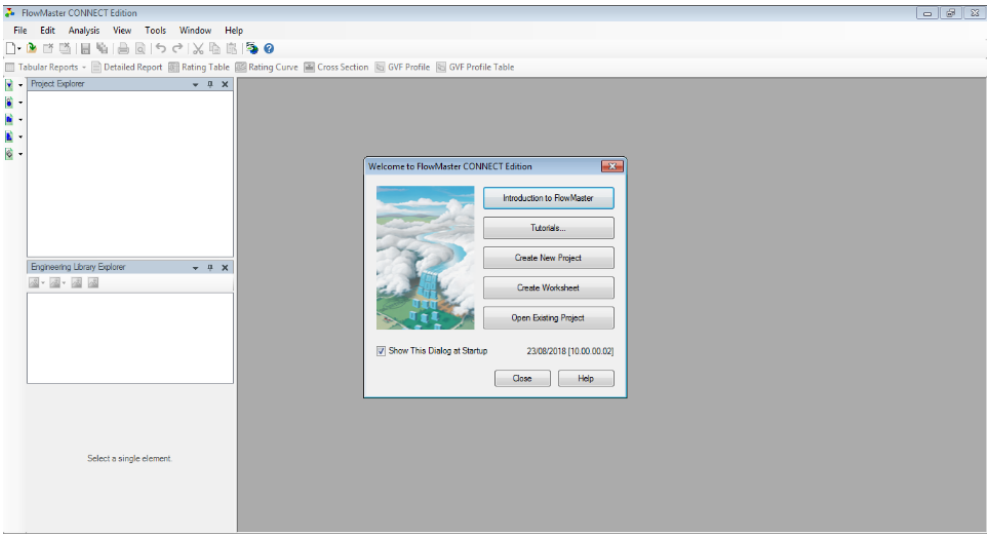


Figure 5.5: *Interface d'utilisateur de FlowMaster.*

Le calcul passe par les étapes usuelles telle création d'un nouveau projet affectation d'un titre au projet puis le sauvegarder, choisir la forme du canal à calculer et y introduire les données relatives au tronçon 1 la figure suivante montre que nous avons choisi la formule Manning et y sélectionnée la largeur du fond comme paramètre à calculer pour un régime Uniforme.

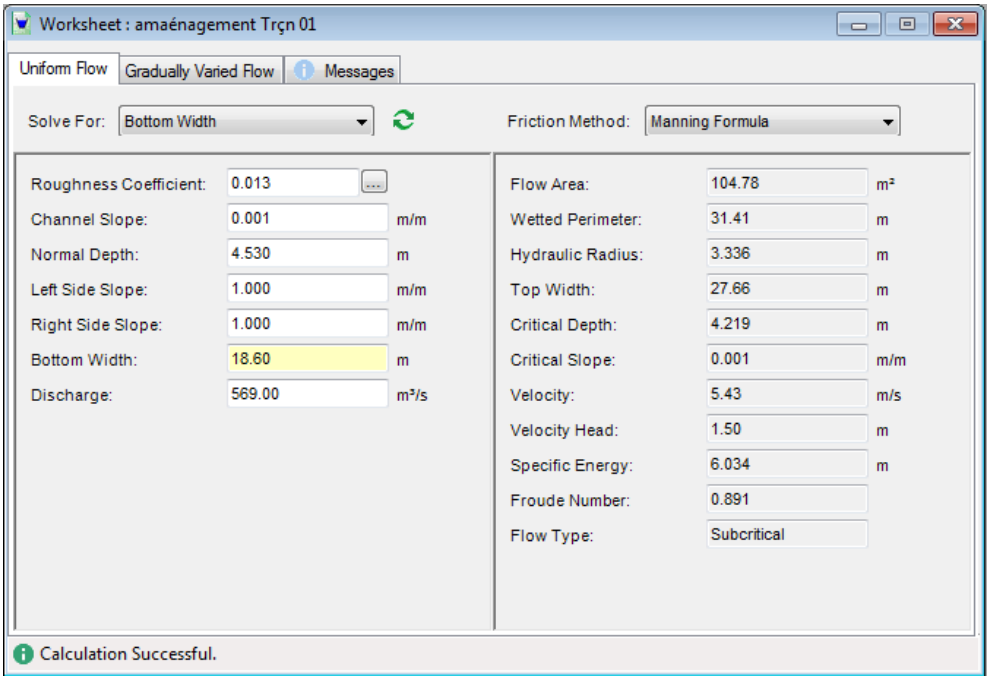


Figure 5.6: *Introduction des données pour le tronçon 1 et résultats de calcul de section trapézoïdale.*

La table **5.4** résume les résultats du calcul de la forme trapézoïdale pour tronçon 1 :

Tableau 5.4: *Résultats de calcul de la section trapézoïdale du tronçon 1 par FlowMaster*

Résultats FlowMaster	
B largeur du fond(m)	18.6
Débit Qprojet(m3/s)	569
Section mouillée(m2)	104.78
Périmètre mouillé(m)	27.66
Rayon Hydraulique(m)	3.336
Largeur au miroir(m)	27.66
Hauteur Critique (m)	4.219
Vitesse(m/s)	5.43
Énergie Spécifique (m)	6.034
Nombre de Froude	0.891
Type d'écoulement	Fluvial

L'introduction des données relatives au tronçon 2 comme montré dans la figure **5.9** a permet d'obtenir les résultats résumés dans la table **5.5**

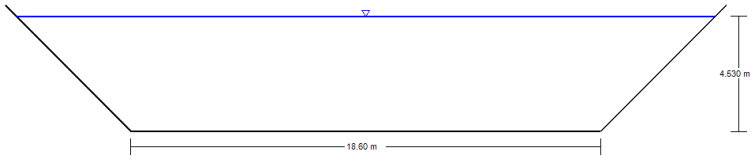


Figure 5.7: *section Tronçon 1*

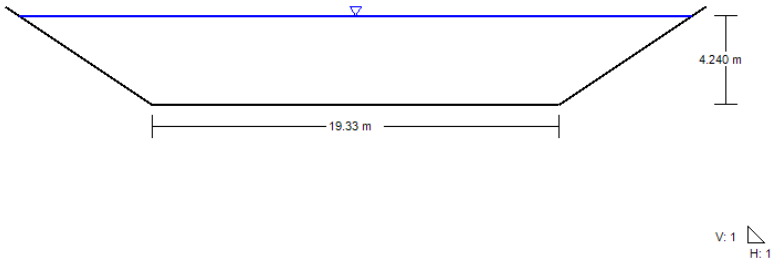


Figure 5.8: *section Tronçon 2*

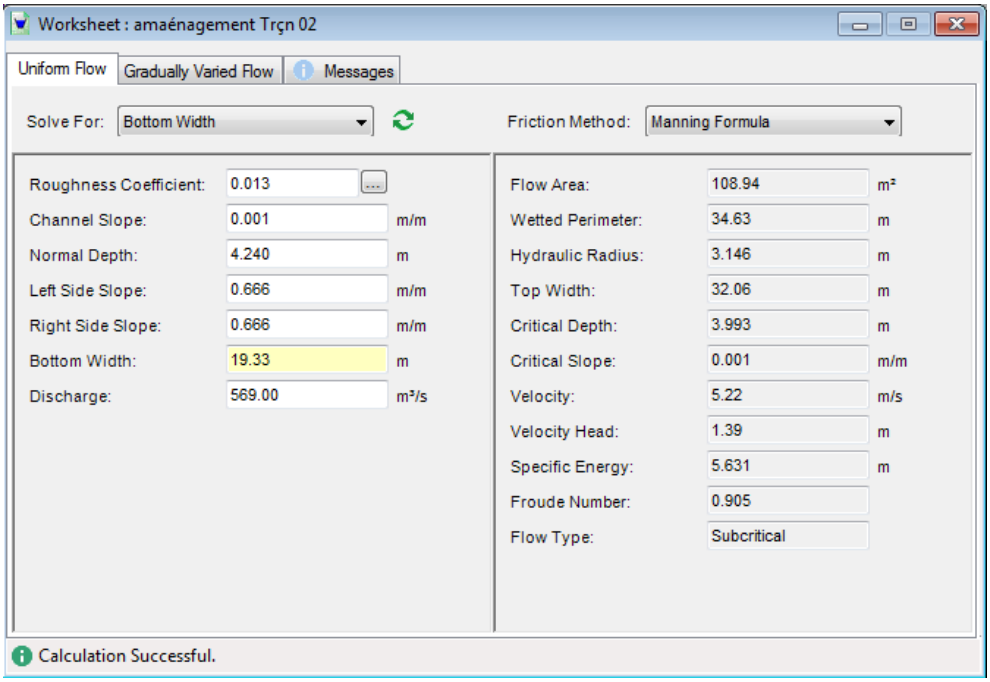


Figure 5.9: *Introduction des données pour le tronçon 2 et résultats de calcul de section trapézoïdale.*

Tableau 5.5: *Résultats de calcul de la section trapézoïdale du tronçon 2 par FlowMaster*

Résultats FlowMaster	Valeurs
B largeur du fond(m)	19.33
Débit Qprojet(m3/s)	569
Section mouillée(m2)	108.94
Périmètre mouillé(m)	34.63
Rayon Hydraulique(m)	3.146
Largeur au miroir(m)	32.06
Hauteur Critique (m)	3.993
Vitesse(m/s)	5.22
Énergie Spécifique (m)	5.631
Nombre de Froude	0.905
Type d'écoulement	Fluvial

Simulation et vérification des conditions d'écoulement

Dans cette partie on simule le comportement d'écoulement à travers les sections trapézoïdales dimensionnées dans l'étape précédente. C-à-d vérifier si l'écoulement dépasse et déborde des berges, la vérification a été effectuée pour les deux tronçons séparément.

Introduction de la géométrie des sections trapézoïdales du premier tronçon en HEC-RAS tout en ajustant les élévations du radier, donc en considérant une pente de 0.1% et pour une longueur de $1650m$, la dénivelée entre la première et la dernière section et de 1.65 m et en ajoutant la revanche $R = 0.5$ m.

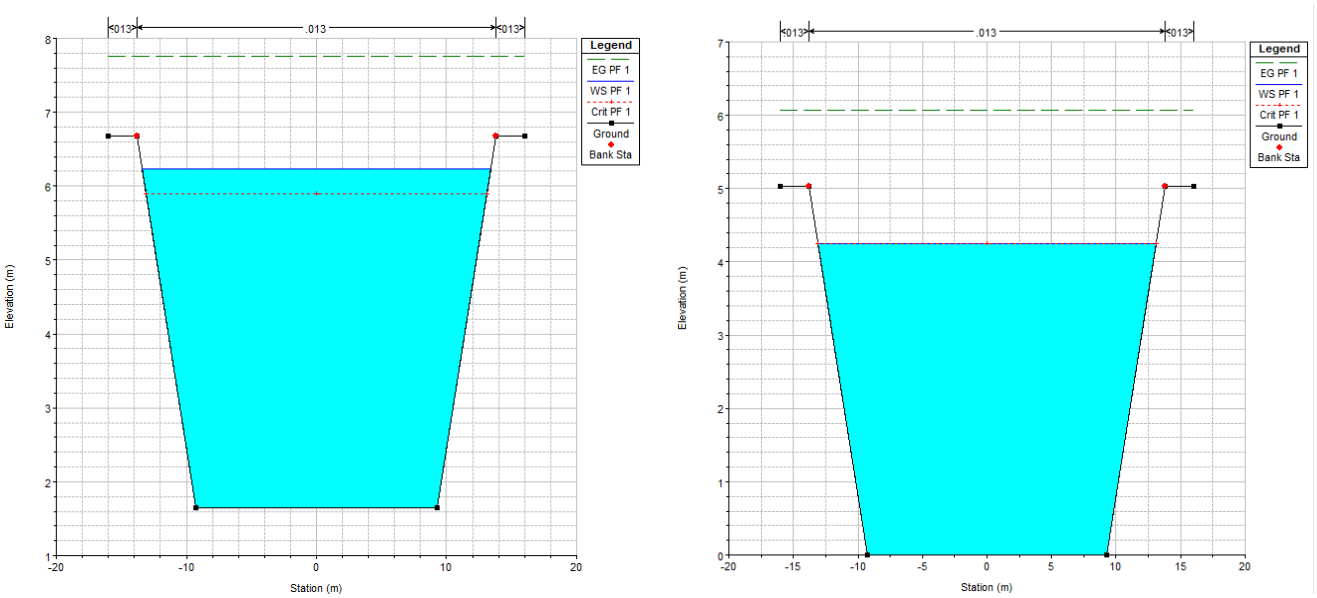


Figure 5.10: *Simulations sous HEC-RAS du canal trapézoïdal du tronçon 1*

On voit sur la figure**5.10** que le tirant d'eau maximal ne dépasse pas la hauteur de l'ouvrage après l'ajout de la revanche de 0.5 m donc pas de débordement.

La figure **5.11** représente le profil de surface d'eau le long du premier tronçon aménagé ainsi que le radier du canal projeté.

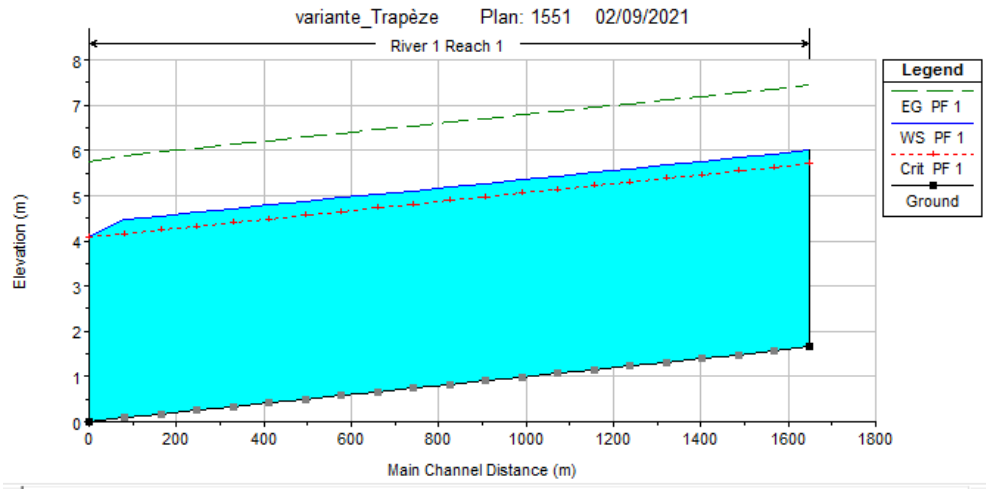


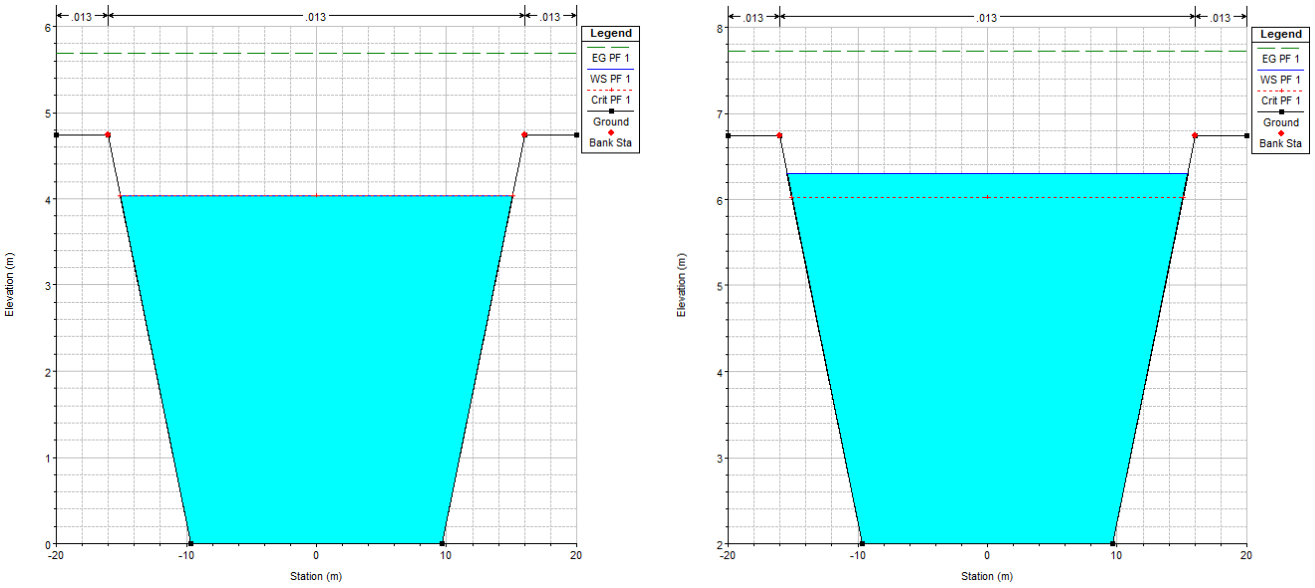
Figure 5.11: *Profil de la surface d'eau et du radier du canal Avec une pente de* 0.1%

Le tableau **5.6** résume les paramètres hydrauliques les plus importants après simulation d'écoulement dans le tronçon 1

Tableau 5.6: *Résultat de simulation du tronçon 1 avec une section aménagée en trapézoïdal*

River Sta	Cote radier	Plan d'eau	Hcritique	E.G. Elev	Pente	Vitesse	Section mouillée	Largeur au miroir	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
22	1.65	6.24	5.89	7.76	0.000995	5.45	104.32	26.87	0.88
20.950*	1.57	6.16	5.81	7.67	0.000994	5.45	104.34	26.87	0.88
19.900*	1.48	6.07	5.73	7.59	0.000994	5.45	104.34	26.87	0.88
18.850*	1.4	5.99	5.65	7.51	0.000994	5.45	104.35	26.87	0.88
17.800*	1.32	5.91	5.56	7.43	0.000994	5.45	104.37	26.87	0.88
16.750*	1.24	5.83	5.48	7.34	0.000993	5.45	104.4	26.87	0.88
15.700*	1.15	5.75	5.4	7.26	0.000993	5.45	104.4	26.87	0.88
14.650*	1.07	5.67	5.32	7.18	0.000992	5.45	104.43	26.87	0.88
13.600*	0.99	5.58	5.23	7.1	0.000992	5.45	104.43	26.87	0.88
12.550*	0.91	5.5	5.15	7.01	0.000991	5.45	104.46	26.87	0.88
11.500*	0.83	5.42	5.07	6.93	0.000991	5.45	104.47	26.88	0.88
10.450*	0.74	5.34	4.99	6.85	0.000991	5.45	104.48	26.88	0.88
9.400*	0.66	5.26	4.9	6.77	0.000989	5.44	104.52	26.88	0.88
8.350*	0.58	5.17	4.82	6.68	0.000989	5.44	104.55	26.88	0.88
7.300*	0.49	5.09	4.74	6.6	0.000988	5.44	104.57	26.88	0.88
6.250*	0.41	5.01	4.66	6.52	0.000987	5.44	104.6	26.88	0.88
5.200*	0.33	4.93	4.57	6.44	0.000987	5.44	104.62	26.89	0.88
4.150*	0.25	4.85	4.49	6.36	0.000986	5.44	104.64	26.89	0.88
3.100*	0.16	4.77	4.41	6.27	0.000985	5.44	104.69	26.89	0.88
2.050*	0.08	4.68	4.33	6.19	0.00099	5.45	104.49	26.88	0.88
1	0	4.25	4.25	6.07	0.001295	5.98	95.23	26.25	1

Introduction de la géométrie des sections trapézoïdales du deuxième tronçon dans HEC-RAS tout en ajustant les élévations du radier, donc en considérant une pente de 0.1% et pour une longueur de $2000m$, la dénivelée entre la première et la dernière section et de $2m$ et en ajoutant la revanche $R = 0.5m$.



(a) **(b)**

Figure 5.12: *Simulations sous HEC-RAS du canal trapézoïdal du tronçon 2*

La figure **5.12** représente l'état d'écoulement à travers les sections trapézoïdales, montrant que le tirant d'eau ne dépasse pas la hauteur de l'ouvrage, donc il ne déborde pas .

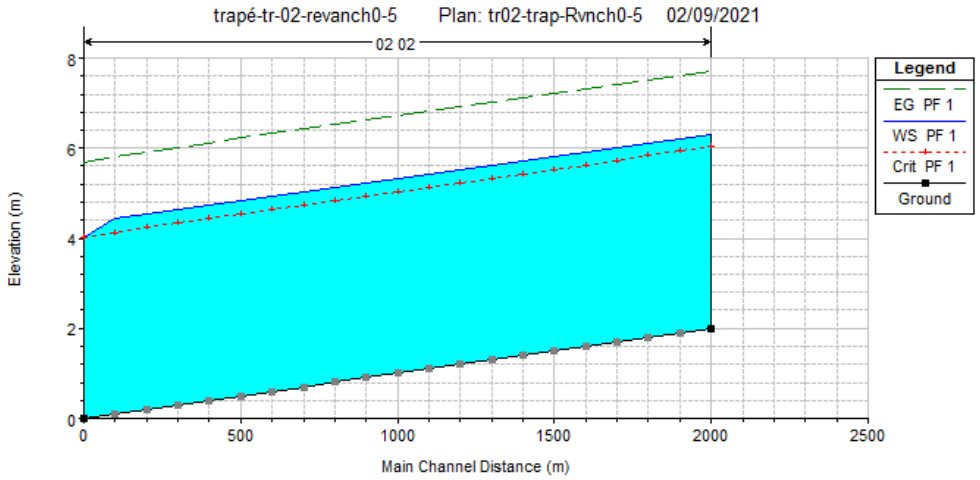


Figure 5.13: *Profil de la surface d'eau et du radier du canal Avec une pente de* 0.1%

La figure **5.13** représente le profil de surface d'eau le long du deuxième tronçon aménagé ainsi que le radier du canal projeté de longueur $2000m$.

Tableau 5.7: *Résultat de simulation du tronçon 2 avec une section aménagée en trapézoïdal*

River Stat	Cote radier	Plan d'eau	Hcritique	E.G. Elev	Pente	Vitesse	Section mouillée	Largeur au miroir	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
20	2	6.3	6.03	7.72	0.000993	5.27	108.05	30.89	0.9
19.050*	1.9	6.2	5.93	7.62	0.000992	5.26	108.08	30.89	0.9
18.100*	1.8	6.11	5.83	7.52	0.000991	5.26	108.1	30.89	0.9
17.150*	1.7	6.01	5.73	7.42	0.000991	5.26	108.14	30.89	0.9
16.200*	1.6	5.91	5.63	7.32	0.00099	5.26	108.17	30.9	0.9
15.250*	1.5	5.81	5.53	7.22	0.000989	5.26	108.2	30.9	0.9
14.300*	1.4	5.71	5.43	7.12	0.000988	5.26	108.24	30.9	0.9
13.350*	1.3	5.61	5.33	7.02	0.000987	5.25	108.28	30.91	0.9
12.400*	1.2	5.51	5.23	6.92	0.000986	5.25	108.32	30.91	0.9
11.450*	1.1	5.41	5.13	6.82	0.000984	5.25	108.37	30.92	0.9
10.500*	1	5.32	5.03	6.72	0.000983	5.25	108.42	30.92	0.89
9.550*	0.9	5.22	4.93	6.62	0.000982	5.25	108.48	30.92	0.89
8.600*	0.8	5.12	4.83	6.52	0.00098	5.24	108.54	30.93	0.89
7.650*	0.7	5.02	4.73	6.42	0.000978	5.24	108.61	30.94	0.89
6.700*	0.6	4.92	4.63	6.32	0.000976	5.24	108.68	30.94	0.89
5.750*	0.5	4.83	4.53	6.22	0.000974	5.23	108.76	30.95	0.89
4.800*	0.4	4.73	4.43	6.12	0.000972	5.23	108.85	30.96	0.89
3.850*	0.3	4.63	4.33	6.02	0.000969	5.22	108.98	30.97	0.89
2.900*	0.2	4.54	4.23	5.92	0.000965	5.21	109.13	30.98	0.89
1.950*	0.1	4.44	4.13	5.83	0.00096	5.21	109.31	31	0.89
1	0	4.03	4.03	5.69	0.00125	5.71	99.73	30.16	1

5.4.2 Estimation du coût de la première variante

Le volume du béton

Dans cette variante le béton fait partie dominante du canal trapézoïdal, une épaisseur de **e1=15 cm** pour la radier et les côtés du canal ainsi qu'une épaisseur **e2=2 cm** pour le béton de propreté, la figure **5.14** illustre les dimensions dans une section en travers d'un canal trapézoïdal.

Le calcul du volume de béton de propreté et résumé dans la table **5.8**

Le calcul du volume de béton dosé à $350kg$ par m^3 est résumé dans la table **5.9**.

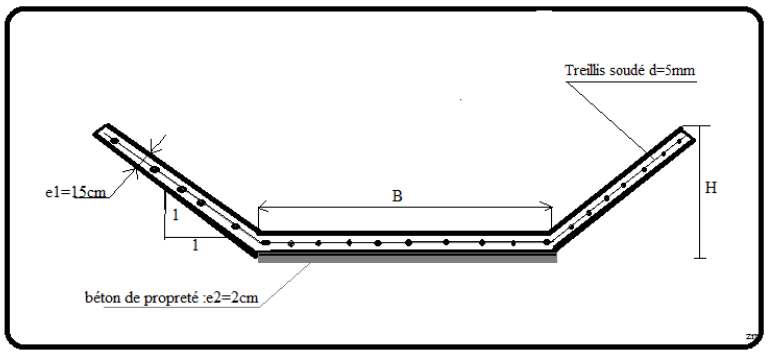


Figure 5.14: *Illustration de section trapézoïdale en béton.*

Tableau 5.8: *Résultat de calcul volume de propreté*

Tronçon 01	L_1= en m	1650	B_1=en m	18.66	$S_{bp}(\mathrm{m^2})$	0.3732	$V_{bp}(m^3)$	615.78
Tronçon 02	L_2= en m	2000	B_2=en m	19.33	$S_{bp}(\mathrm{m^2})$	0.3866	$V_{bp}(m^3)$	773.2
							Total (m^3)	1388.98

Tableau 5.9: *Résultat de calcul du volume de béton dosé à* $350kg$

					Radier	Berges	Total
Tronçon 01	L_1= en m	1650	B_1=en m	18.66	4618.35	3172.95	7791.3
Tronçon 02	L_2= en m	2000	B_2=en m	19.33	5799	3846	9645
							17436.3

Volume de remblai et déblai

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

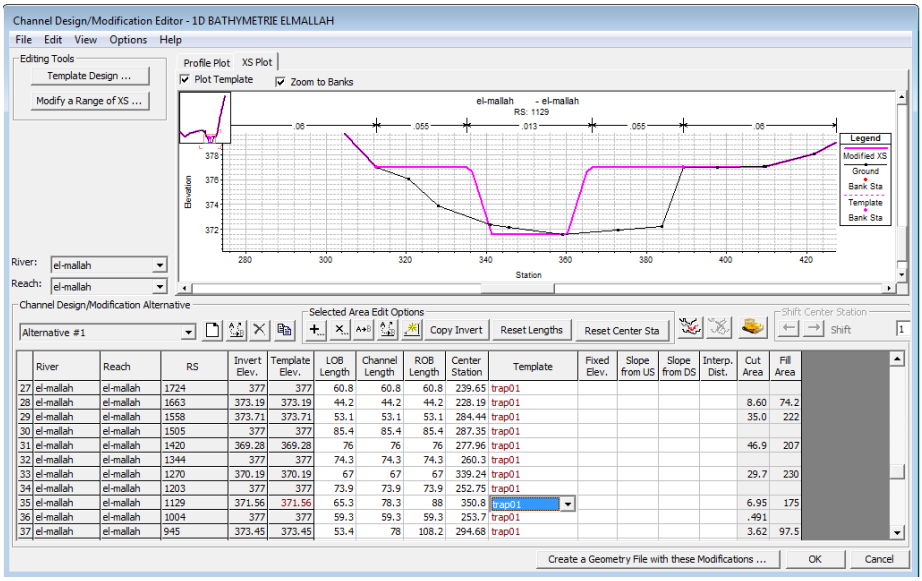


Figure 5.15: *Illustration de calculs des volumes déblai et remblai.*

Le calcul des volumes de terrassements est résumé dans la table **5.10** du devis de la variante :

Tableau 5.10: *Le devis de la variante proposée*

Opération		Unité	Prix Unitaire	Quantité	Montant
Terrassement	Déblai	m3	250.00 DZD	181337.387	45 334 346.79 DZD
	Remblai	m3	200.00 DZD	55819.265	11 163 853.00 DZD
Béton de propreté		m3	6 000.00 DZD	1388.98	8 333 880.00 DZD
Béton		m3	30 000.00 DZD	17436.30	523 089 000.00 DZD
			Coût total de la variante		587 921 079.79 DZD

5.4.3 Deuxième variante : Canal en gabion

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections contre-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont $(2.0 \times 1.0 \times 0.5)$ et $(2.0 \times 1.0 \times 1.0)$. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

Résistance des Gabions à la vitesse du courant

Dans ce cas ; la présence de grillage augmente la vitesse limite de 20 à 50%. Si la vitesse dépasse cette valeur, les pierres se déplacent à l'intérieur de chaque poche du matelas, ce dernier reste efficace si une partie des pierres restent pour recouvrir les berges. Le tableau **5.11** montre

la granulométrie du Gabion ou Reno) en fonction de la vitesse du courant. Il ne faut pas oublier que celle-ci peut être largement inférieur à la vitesse au voisinage du revêtement.

Tableau 5.11: *Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse (Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi)*

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

Avantages des structures en gabion

— Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements.

— Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples.

— Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversant bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

Section en m^2 :

$$S_m = \frac{k \times (k-1)}{2} + B \times k. \tag{5.2}$$

Périmètre en m :

$$P_m = B + (3k - 1). \tag{5.3}$$

Rayon hydraulique :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}. \tag{5.4}$$

avec

$_B$: étant largeur du fond du canal et $_k$:le nombre de caisses de gabion.

Dimensionnement

Les dimensions du canal en gabion ont été déterminées en supposant une largeur de fond du canal (Bm) pour calculer ensuite le nombre d'étage de gabions nécessaires pour véhiculer un débit supérieur ou égale au débit du projet $Q_p = 569\ m^3/s$.

Pour une largeur de fond de canal $B_1 = 26\ m$, pente $i = 0.3\%$ et rugosité de $n = 0.03$ nous avons la table **5.12** :

Tableau 5.12: *Débit et nombre d'étages K*

K étages	$Q(m^3/s)$	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m^2)	Rayon hydraulique
6	783.65	171	43	3.97
5	589.22	140	40	3.5
4	415.23	110	37	2.97

Le nombre de K le plus adéquat est de $K = 5$ donc $H = 5\ m$, car le débit à évacuer par ce canal est de $Q_{ev} = 589\ m^3/s$ qui supérieur au débit de projet 569 $m3/s$.

Pour une largeur de fond de canal $B_2 = 36\ m$, pente $i = 0.3\%$ et rugosité de $n = 0.03$ nous avons la table **5.13** :

Tableau 5.13: *Débit et nombre d'étages K*

K étages	$Q(m^3/s)$	Section mouillée (m^2)	Périmètre mouillé (m^2)	Rayon hydraulique
6	1125.32	231	53	4.36
5	844.73	190	50	3.8
4	593.64	150	47	3.19

Le nombre de K le plus adéquat est de $K = 4$ donc $H = 4\ m$, car le débit à évacuer par ce canal est de $Q_{ev} = 593.6\ m^3/s$ qui supérieur au débit de projet 569 $m3/s$.

Mais de point de vue technico-économique on remarque que la largeur de fond a augmenté de $B_1 = 26m$ à $B_2 = 36m$ pour réduire la hauteur d'un seul étage ce qui n'est pas optimal point de vue construction et réalisation, donc on opte pour le schéma de $B1 = 26m$.

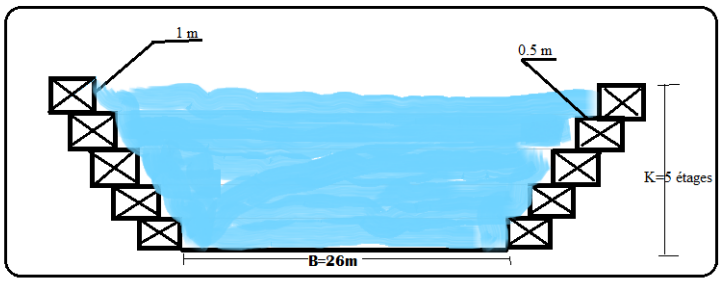


Figure 5.16

Simulation et vérification des conditions d'écoulement

En se basant sur les résultats obtenus, l'introduction de la géométrie de ce canal dans HecRas permet de vérifier les conditions d'écoulement ainsi que le débordement. Comme montré dans la figure **5.17**.

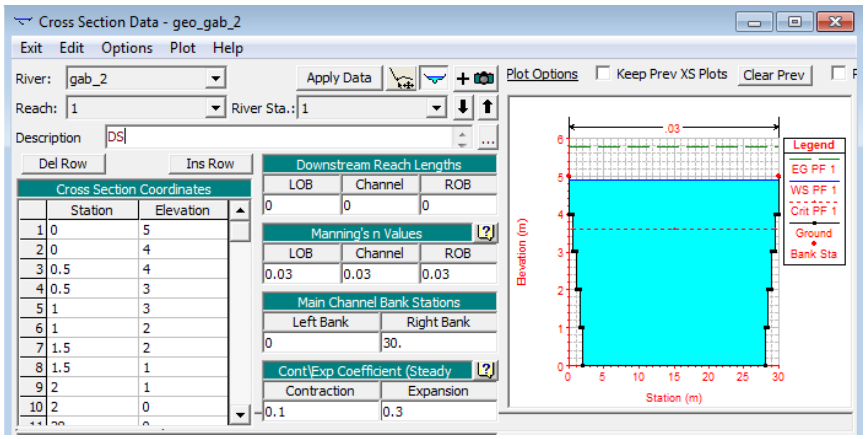
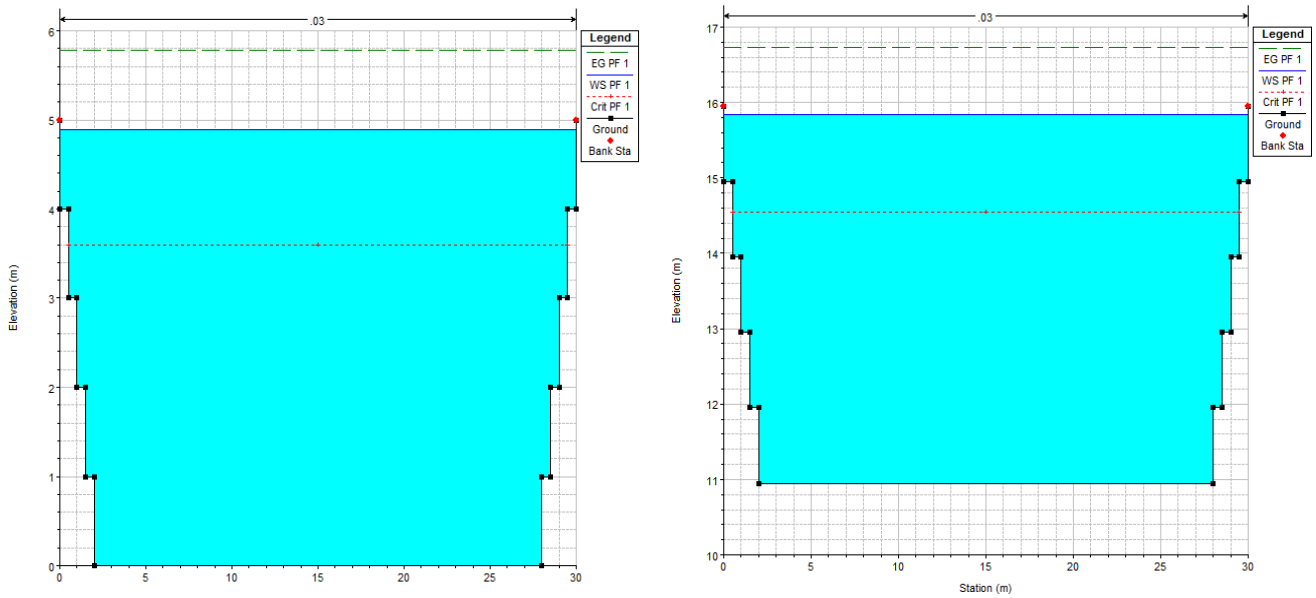


Figure 5.17

On remarque dans la figure **5.18** que le niveau d'eau ne dépasse pas la hauteur du canal en gabion, en tenant compte de la pente de canal de 0.3% qui illustre l'élévation de fond du canal de 10.9m dans la section de départ (gauche).

La figure **5.19** montre l'état d'écoulement le long de l'aménagement en gabion, illustrant l'ensemble des profils en travers ainsi que le non débordement des eaux.Pour un débit de **569** m^3/s, Les résultats de la simulation avec le logiciel HecRas sont présentés dans le table **5.14**.



(a) **(b)**

Figure 5.18: *État d'écoulement à travers la section de départ et d'arrivée du canal en gabion.*

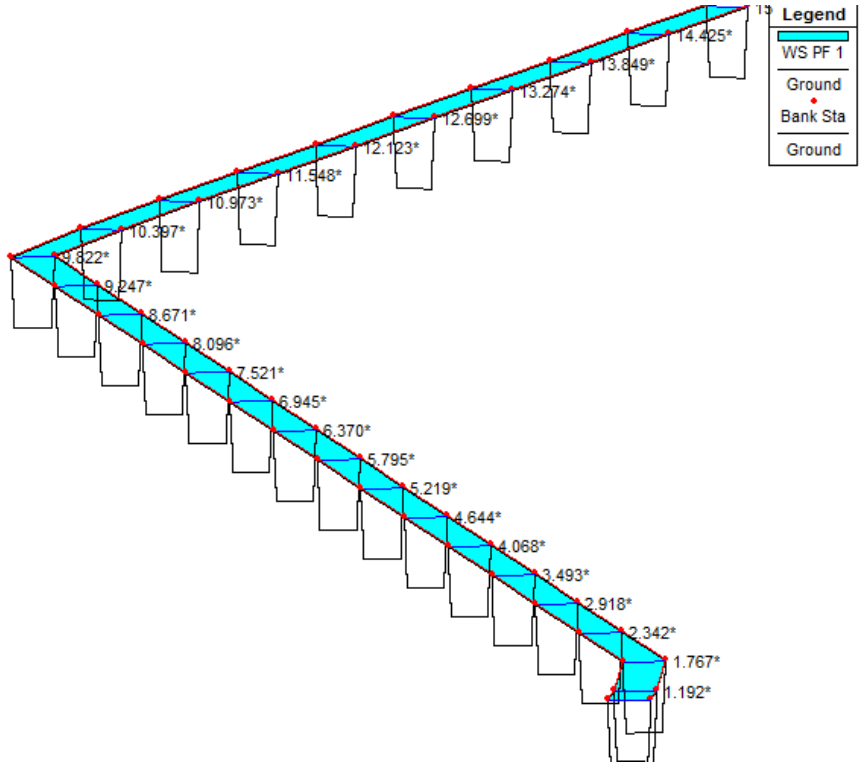


Figure 5.19: *Vue des section en perspective XYZ*

Tableau 5.14: *Paramètres d'écoulement de la variante canal en gabion*

Profil en travers	Cote du fond	Plan d'eau	Hauteur critique	Pente	Vitesse (m/s)	Section mouillée	Périmètre mouillé	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m2)	
15	10.95	15.84	14.54	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
14.425	10.5	15.39	14.09	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
13.849	10.05	14.94	13.64	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
13.274	9.6	14.49	13.19	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
12.699	9.15	14.04	12.74	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
12.123	8.7	13.59	12.29	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
11.548	8.25	13.14	11.84	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
10.973	7.8	12.69	11.39	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
10.397	7.35	12.24	10.94	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
9.822	6.9	11.79	10.49	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
9.247	6.45	11.34	10.04	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
8.671	6	10.89	9.59	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
8.096	5.55	10.44	9.14	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
7.521	5.1	9.99	8.69	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
6.945	4.65	9.54	8.24	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
6.370	4.2	9.09	7.79	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
5.795	3.75	8.64	7.34	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
5.219	3.3	8.19	6.89	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
4.644	2.85	7.74	6.44	0.003	4.16	136.81	39.79	0.62
4.068	2.4	7.29	5.99	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
3.493	1.95	6.84	5.54	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
2.918	1.5	6.39	5.09	0.003	4.16	136.8	39.79	0.62
2.342	1.05	5.94	4.64	0.003	4.16	136.79	39.79	0.62
1.767	0.6	5.49	4.19	0.003	4.16	136.78	39.79	0.62
1.192	0.15	5.04	3.74	0.003	4.16	136.78	39.79	0.62
1	0	4.89	3.59	0.003	4.16	136.77	39.79	0.62

Interprétation des résultats

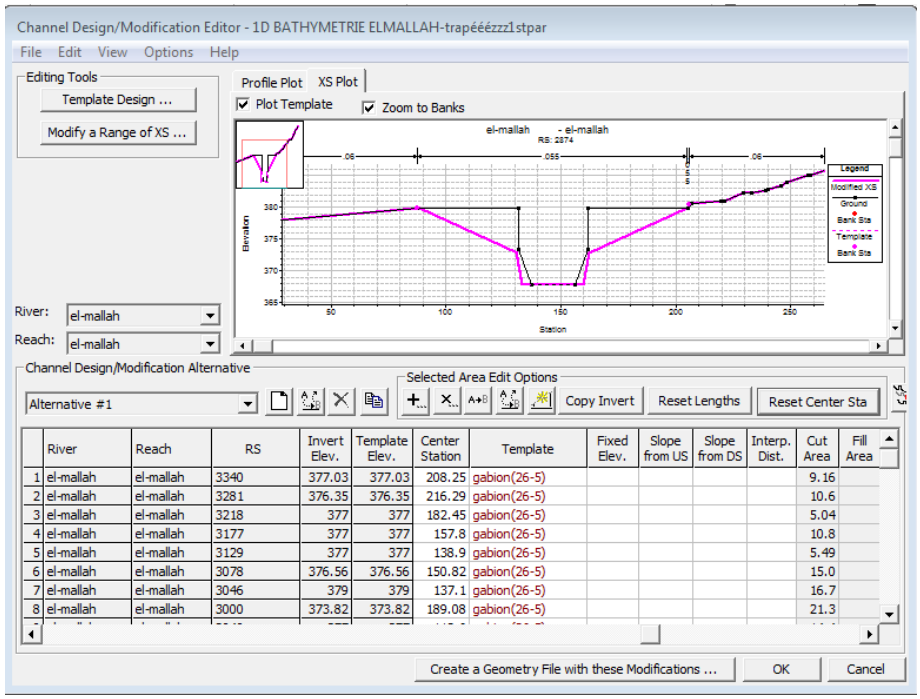
— La vitesse le long du canal est de 4.16 m/s qui reste inférieur à la vitesse admissible.

— Le nombre de Froude reste inférieur à 1 indiquant un régime fluvial long du canal.

5.4.4 Estimation du coût de la variante

Les volumes de terrassements

L'estimation des volumes de terrassements (déblai et remblai) se fait de la même manière à l'aide de HecRas ç'est à dire superposer la section en travers du canal en gabion sur la section du cours d'eau naturel ou mieux encore superposer directement sur la section du canal aménagé en trapèze, ainsi démontrant que les volumes de remblai sont nuls.



	River	Reach	RS	Invert Elev.	Template Elev.	Center Station	Template	Fixed Elev.	Slope from US	Slope from DS	Interp. Dist.	Cut Area	Fill Area
1	el-mallah	el-mallah	3340	377.03	377.03	208.25	gabion(26-5)					9.16	
2	el-mallah	el-mallah	3281	376.35	376.35	216.29	gabion(26-5)					10.6	
3	el-mallah	el-mallah	3218	377	377	182.45	gabion(26-5)					5.04	
4	el-mallah	el-mallah	3177	377	377	157.8	gabion(26-5)					10.8	
5	el-mallah	el-mallah	3129	377	377	138.9	gabion(26-5)					5.49	
6	el-mallah	el-mallah	3078	376.56	376.56	150.82	gabion(26-5)					15.0	
7	el-mallah	el-mallah	3046	379	379	137.1	gabion(26-5)					16.7	
8	el-mallah	el-mallah	3000	373.82	373.82	189.08	gabion(26-5)					21.3	

Figure 5.20: *Calcul des volumes de terrassement cas du canal en gabion.*

Les résultats de calculs du Déblai = $726642m_3$.

Volume du gabion

Dans notre cas nous avons utilisé un gabion de dimension $(2m * 1m * 1m)$ le long de $3650m$ du cours d'eau avec cinq (05) étages

Alors le résultat de calcul est :Volume Gabion = 36500 m^3.

L'estimation du coût de la variante est donnée dans le table **5.15**.

Tableau 5.15: *Devis de la variante canal en gabion*

Travaux	Prix unitaire	Quantité	Montant
Déblai	250.00 DZD	726642	181 660 500.00 DZD
Gabion	4 500.00 DZD	36500	164 250 000.00 DZD

5.4.5 Troisième variante :Canal mixte (béton et gabion)

Les gabions sont des cages grillagées parallélépipède remplies de cailloux ou de galets, ces derniers conviennent plus aux soutènements verticaux ou des seuils qu'au revêtement des berges. Mais dans notre cas, on a proposé une protection (ou revêtement) de berges par gabion plat a épaisseur de 0.5m., le choix de variante à section mixte est fait dans la perspective de réduire la rugosité moyenne du canal, impliquant une augmentation de la vitesse moyenne d'écoulement tout en respectant le critère de vitesse admissible ($V_{ecoulement} < V_{adm}$).

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

La résistance du gabion à la vitesse admissible dépend de la granulométrie du matériau contenu dans le grillage ainsi que le diamètre médian ($D_{50}mm$), dans notre cas on opte une épaisseur de $0.5m$ de telle sorte à avoir une grande résistance à la vitesse (voir table **5.16**).

Tableau 5.16: *Granulométrie du remplissage (Gabions ou Reno) en fonction de la vitesse (Source : cours hydraulique fluviale Mr AMMARI, Abdelhadi)*

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

Dimensionnement

Pour le dimensionnement on considère la hauteur d'eau du tronçon ($H_{max} = 4.53m$) pour une longueur de $3650m$ du cours d'eau ci-dessous la table **5.17** résume l'ensemble des données du cours d'eau dans ce cas de variante.

Tableau 5.17: *Données du tronçon à aménager*

Données Tronçon	Valeurs
Longueur du tronçon(m)	3650
Tirant d'eau $H_{max}(m)$	4.53
Section départ	0
Section arrivée	48
Pente du terrain naturel	0.0009
Fruit de talus m	2/3
Coefficient de rugosité moyenne	0.0215
Pente du canal	0.001

Les résultats de dimensionnement donné par FlowMaster sont résumés dans la table **5.18**

Tableau 5.18: *Résultat de dimensionnement de canal mixte par FlowMaster*

B largeur du fond(m)	30
Débit Qprojet(m^3/s)	569
Section mouillée(m^2)	165
Périmètre mouillé(m)	46
Rayon Hydraulique(m)	3.6
Largeur au miroir(m)	43.22
Hauteur Critique (m)	3.2
Vitesse(m/s)	3.45
Énergie Spécifique (m)	5.2
Nombre de Froude	0.56
Type d'écoulement	Fluvial

La rugosité moyenne considérée est calculée par la formule suivante :

$$n_{eq} = \left[\frac{\sum p_i \times n_i^{(2/3)}}{p} \right]^{\frac{2}{3}} \tag{5.5}$$

avec : P_i périmètre mouillé et n_i rugosité du matériau.

Tableau 5.19: *Résultat de calcul de rugosité composée*

Section	n	Section(m^2)	Périmètre(m)	Rayon Hydraulique	Rugosité
A	0.013	117.78	26	4.53	0.0385
B	0.03	24.06	10	2.406	0.0519
C	0.03	24.06	10	2.406	0.0519
			Rugosité composée		0.0212

Les résultats de dimensionnement de la section mixte pour un débit de $Q = 569\ m^3/s$ sont résumés dans le table **5.20**

Tableau 5.20: *Dimensions d'aménagement en canal mixte*

B largeur du fond en béton(m)	26
b' largeur du fond en gabion (m)	4
Débit Q_{projet} (m^3/s)	569
Section mouillée(m^2)	165
Périmètre mouillé(m)	46
Rayon Hydraulique(m)	3.6
Largeur au miroir(m)	43.22
Hauteur Critique (m)	3.2
Vitesse(m/s)	3.45
Énergie Spécifique (m)	5.2
Nombre de Froude	0.56
Type d'écoulement	Fluvial

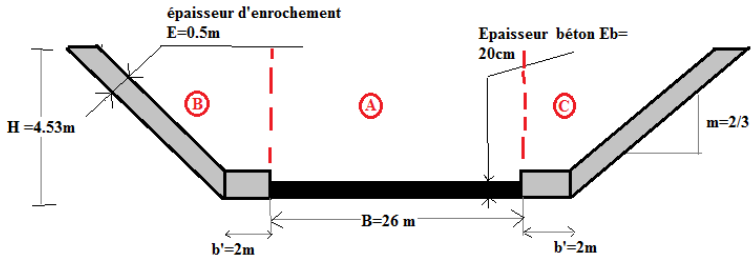


Figure 5.21: *Section en travers du canal mixte (béton et gabion).*

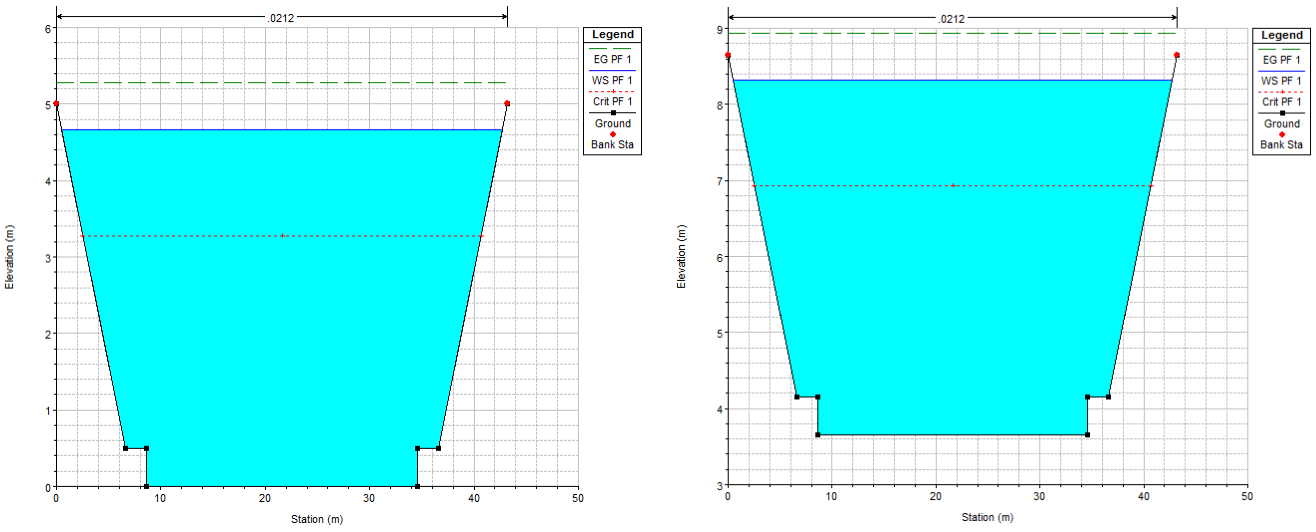
Paramètres d'écoulements

Pour un débit de $Q = 569m^3/s$, Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans le table **5.21**.

Tableau 5.21: *Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte (béton et enrochement)*

Profils en travers	(m3/s)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
48	569	3.65	8.31	3.48	163.38	42.23	0.57
46.120*	569	3.5	8.17	3.48	163.38	42.23	0.57
44.240*	569	3.36	8.02	3.48	163.38	42.23	0.57
42.360*	569	3.21	7.88	3.48	163.38	42.23	0.57
40.480*	569	3.07	7.73	3.48	163.38	42.23	0.57
38.600*	569	2.92	7.58	3.48	163.38	42.23	0.57
36.720*	569	2.77	7.44	3.48	163.38	42.23	0.57
34.840*	569	2.63	7.29	3.48	163.38	42.23	0.57
32.960*	569	2.48	7.15	3.48	163.38	42.23	0.57
31.080*	569	2.34	7	3.48	163.38	42.23	0.57
29.200*	569	2.19	6.85	3.48	163.38	42.23	0.57
27.320*	569	2.04	6.71	3.48	163.38	42.23	0.57
25.440*	569	1.9	6.56	3.48	163.38	42.23	0.57
23.560*	569	1.75	6.42	3.48	163.38	42.23	0.57
21.680*	569	1.61	6.27	3.48	163.38	42.23	0.57
19.800*	569	1.46	6.12	3.48	163.38	42.23	0.57
17.920*	569	1.31	5.98	3.48	163.38	42.23	0.57
16.040*	569	1.17	5.83	3.48	163.37	42.23	0.57
14.160*	569	1.02	5.69	3.48	163.37	42.23	0.57
12.280*	569	0.88	5.54	3.48	163.37	42.23	0.57
10.400*	569	0.73	5.39	3.48	163.37	42.23	0.57
8.520*	569	0.58	5.25	3.48	163.37	42.23	0.57
6.640*	569	0.44	5.1	3.48	163.36	42.23	0.57
4.760*	569	0.29	4.96	3.48	163.36	42.23	0.57
2.880*	569	0.15	4.81	3.48	163.36	42.23	0.57
1	569	0	4.66	3.48	163.35	42.23	0.57

Les sections du canal mixte simulées par HecRas sont représentées dans la figure **5.22**.



(a) **(b)**

Figure 5.22: *section on travers canal mixte*

Interprétation des résultats

— La vitesse dans les canaux mixte est largement inférieure à la vitesse admissible pour Gabion de 0.5 m ($V_{adm} = 8m/s$).

— Dans les canaux ou nombre de Froude reste supérieur à 1, ce qui signifie qu'il n'y a pas de ressaut hydraulique.

5.4.6 Estimation du coût de la variante

Calcul des volumes du béton, béton de propreté et du gabion

Les volumes sont calculés et résumés dans le tableau **5.22**.

Tableau 5.22: *Résultats de calcul des volumes béton et gabion*

	Béton($350kg/m^3$)	Béton de propreté	Gabion
Épaisseur(m)	0.2	0.1	0.5
Volume(m3)	18980	9490	36500

L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau **5.23**.

Tableau 5.23: *Devis de la variante du canal mixte*

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Terrassement	Déblai	m3	78114.94	250.00 DZD	19 528 735.00 DZD
	Remblai	m3	10575.48	200.00 DZD	2 115 096.00 DZD
Construction	Gabion	m3	36500	4 500.00 DZD	164 250 000.00 DZD
	Béton de propreté	m3	9490	6 000.00 DZD	56 940 000.00 DZD
	Béton armé	m3	18980	32 000.00 DZD	607 360 000.00 DZD
Montant total (DA) :					850 193 831.00 DZD

5.4.7 Quatrième variante :Réalisation de levées

Une levée, aussi dite digue, c'est un remblai géant qui entoure une ville ou une zone urbanisée et construite, la levée est conçue pour empêcher l'eau d'entrer et atteindre ces zones urbaines. Considérée comme un organe très important dans les systèmes de réduction et protection contre les inondations, mais comme tous les ouvrages et structures, sans les inspections et maintenances régulières, les levées sont destinées à échouer.

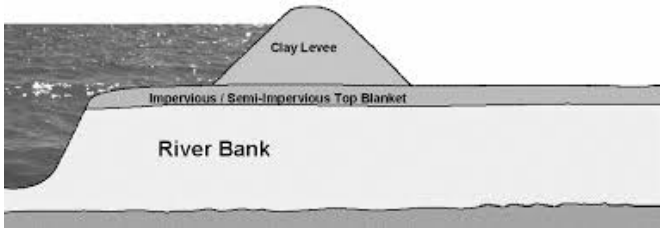


Figure 5.23: *Profil en travers d'une levée en argile.*

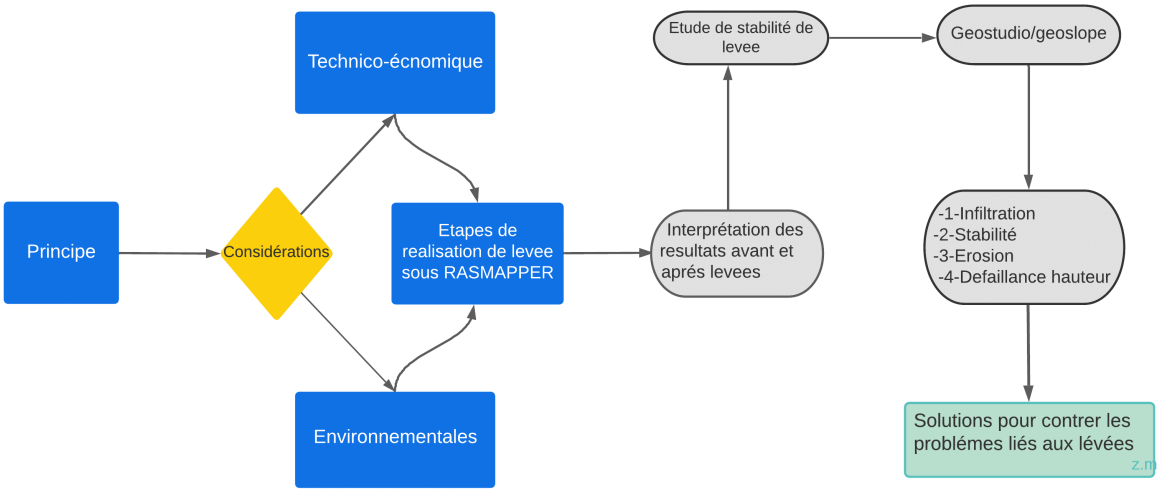
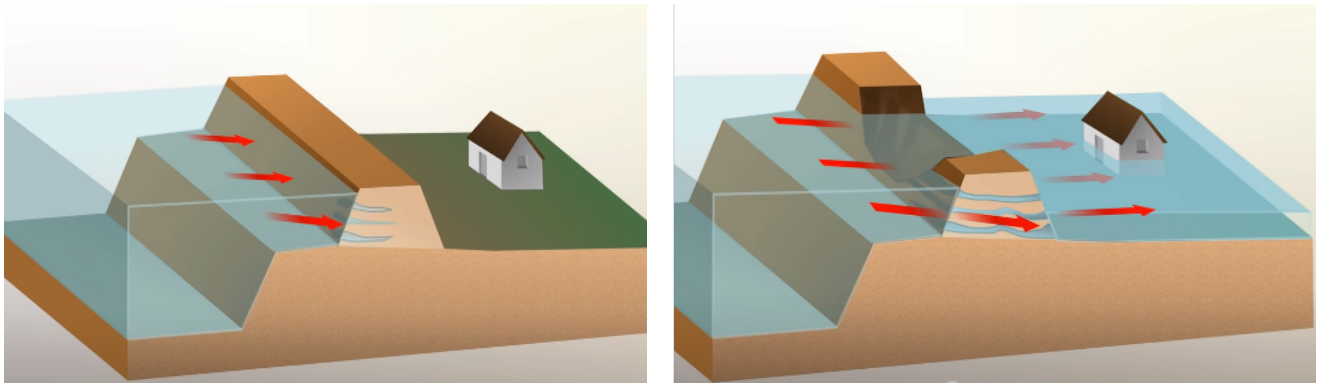


Figure 5.24: *Cadre de travail dans la variante de levée.*

Causes de rupture et destruction d'une levée (digue)

Une levée peut échouer à remplir son rôle d'empêcher les eaux et de protection à cause de nombreux facteurs , on cite quatre raisons primaires.

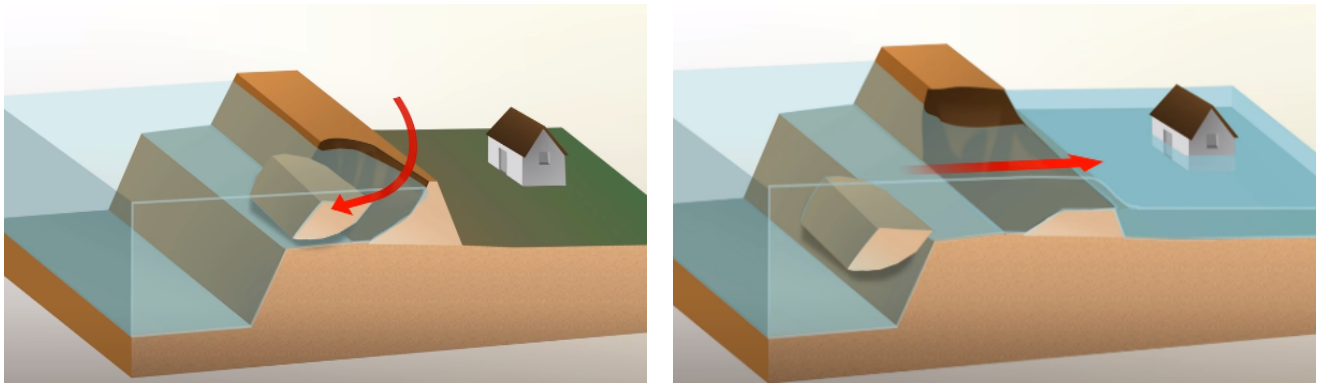
Infiltration et fuite : ça correspond à passage et transit des eaux à travers le corps de la levée et sa fondation pour arriver à la zone dans l'autre côté ce qui résulte l'inondation de zone à protéger.



(a) **(b)**

Figure 5.25: *Effet de l'infiltration à travers le corps d'une levée.*

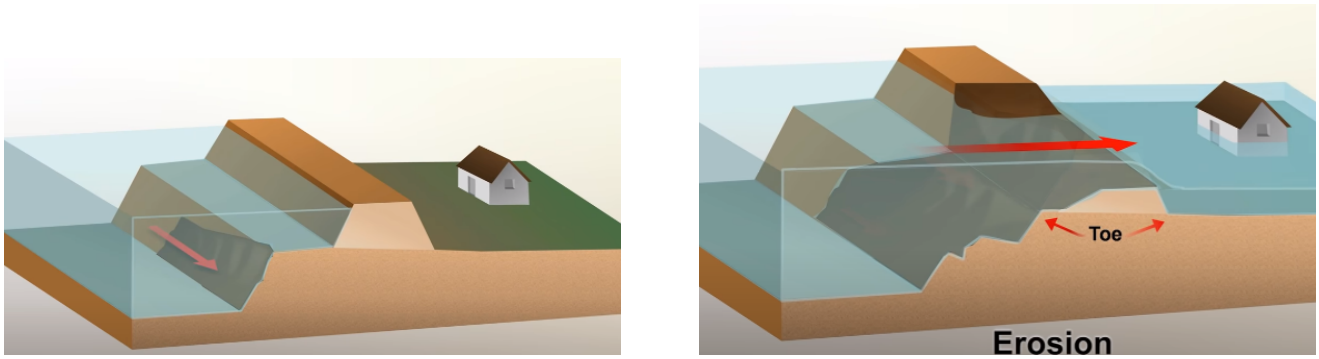
Stabilité : ça correspond au détachement d'une section ou partie de levée du corps principal de l'ouvrage.



(a) **(b)**

Figure 5.26: *Effet de l'instabilité de levée sur la zone à protéger.*

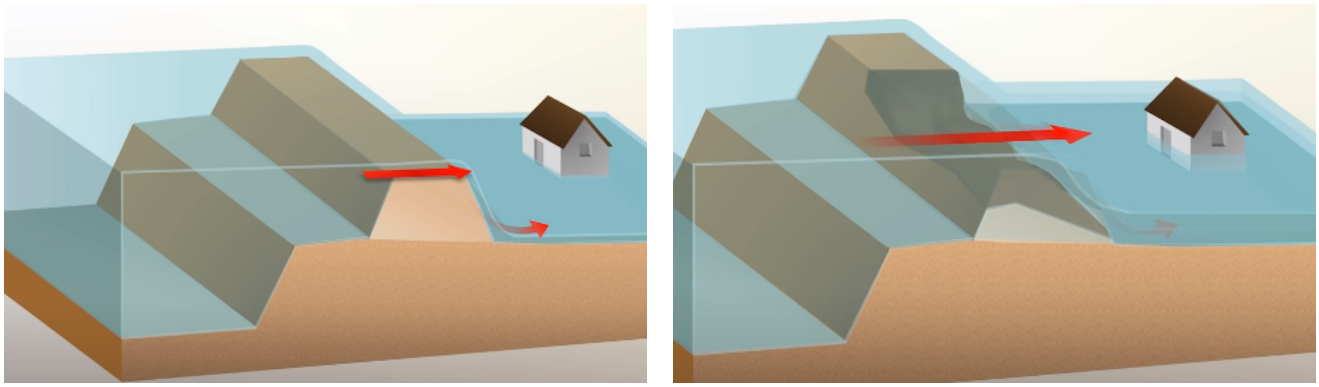
Érosion :à cause de l'énergie et vitesse élevées de l'écoulement, on retrouve majoritairement l'érosion des talus et pentes, qui rend instable la zone érodée au point d'effondrement de la levée.



(a) **(b)**

Figure 5.27: *Effet de l'érosion sur une levée.*

Défaillance de hauteur : quand le niveau d'eau dépasse la hauteur de levée, souvent la levée ne résiste pas.



(a) **(b)**

Figure 5.28: *Effet de dépassement de hauteur de la levée.*

Solutions pour les causes de destruction de levées

Sans une inspection et maintenance continues, impacte de du climat et les développements et construction sans autorisation font que les levées se dégradent et s'affaiblissent ce qui augmente les risques engendrés par l'inondation.



Figure 5.29: *État des levées abandonnées et non maintenues.*

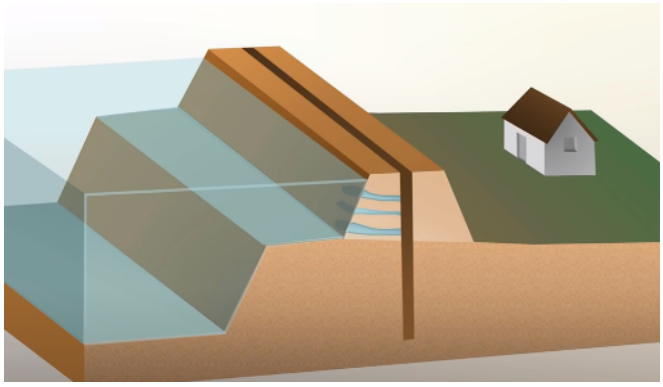


Figure 5.30: *Effet de palplanche sur l'infiltration dans le corps d'une digue.*

La figure **5.30** représente l'effet d'utilisation d'un mur ou palplanche dans le corps de la digue pour se remédier aux problèmes de fuite et infiltrations des eaux.

Dans le cas de palplanche imperméable, la contrainte c'est qu'elle est limitée à une profondeur maximale d'environ $25m$ donc lorsque on ne retrouve pas une couche imperméable à cette profondeur on s'oriente vers un autre type de solution qui consiste à augmenter le parcourt des eaux infiltrées avec une berme de telle sorte la vitesse des eaux qui resurgissent sont négligeable et ne causent pas de problèmes sur la fondation de la levée comme représenté dans la figure **5.31**.

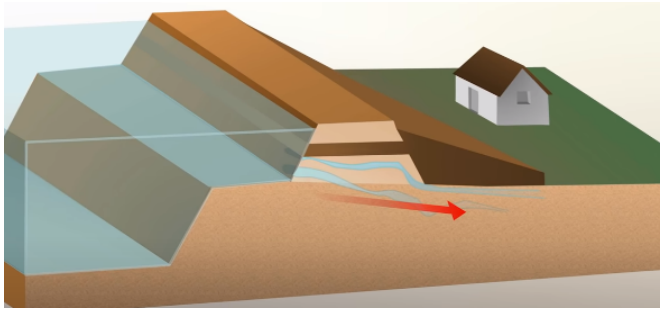


Figure 5.31: *Effet d'augmentation du parcourt d'infiltration d'eau sous le corps de la levée.*

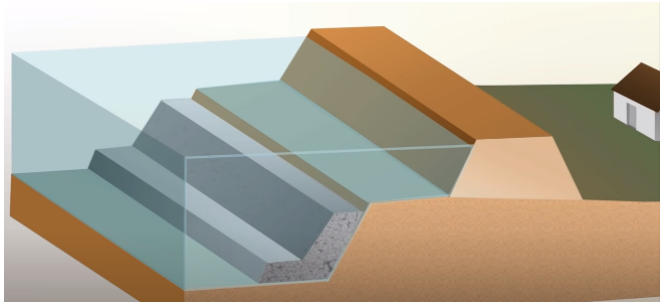


Figure 5.32: *Réduction d'érosion par la couche d'enrochement sur talus.*

La figure **5.32** illustre la solution de mise en place d'une couche de roches et pierres sur les talus d'une levée pour réduire l'érosion et renforcer la stabilité du talus.

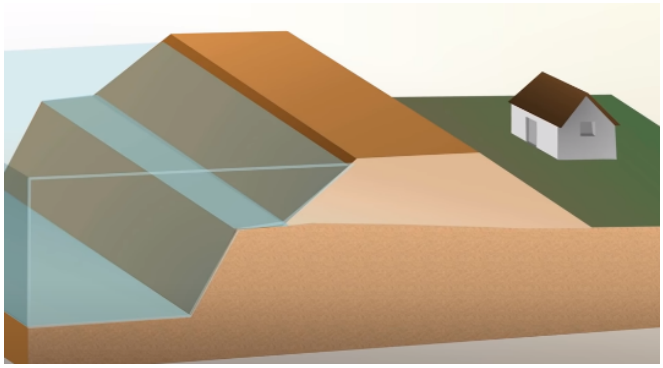


Figure 5.33: *Élargissement de largeur de levée assurant une bonne stabilité.*

La figure **5.33** illustre comment un élargissement de la largeur du corps d'une digue permet d'assurer une meilleure stabilité de levées.

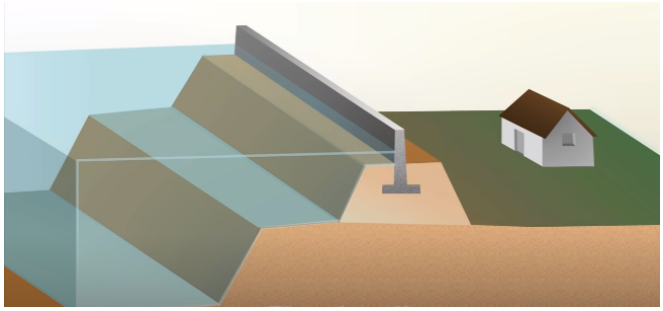


Figure 5.34: *Construction de mur surélevant la digue.*

La figure **5.34** illustre le cas où le niveau d'eau dépasse la hauteur de la digue, construction d'un mur dont sa fondation se trouve dans la levée elle-même.

Commentaire :

même après toutes les améliorations des levées, il y'a toujours des risques, c'est pourquoi les inspections et maintenances régulières sont obligatoires.

Réalisation de levées et simulation sous HecRas

La procédure de création des levées assimilées à une extension du terrain naturel se fait à l'aide de Ras mapper et l'outil de modification et manipulation de terrain les étapes sont résumées dans la figure **5.35**.

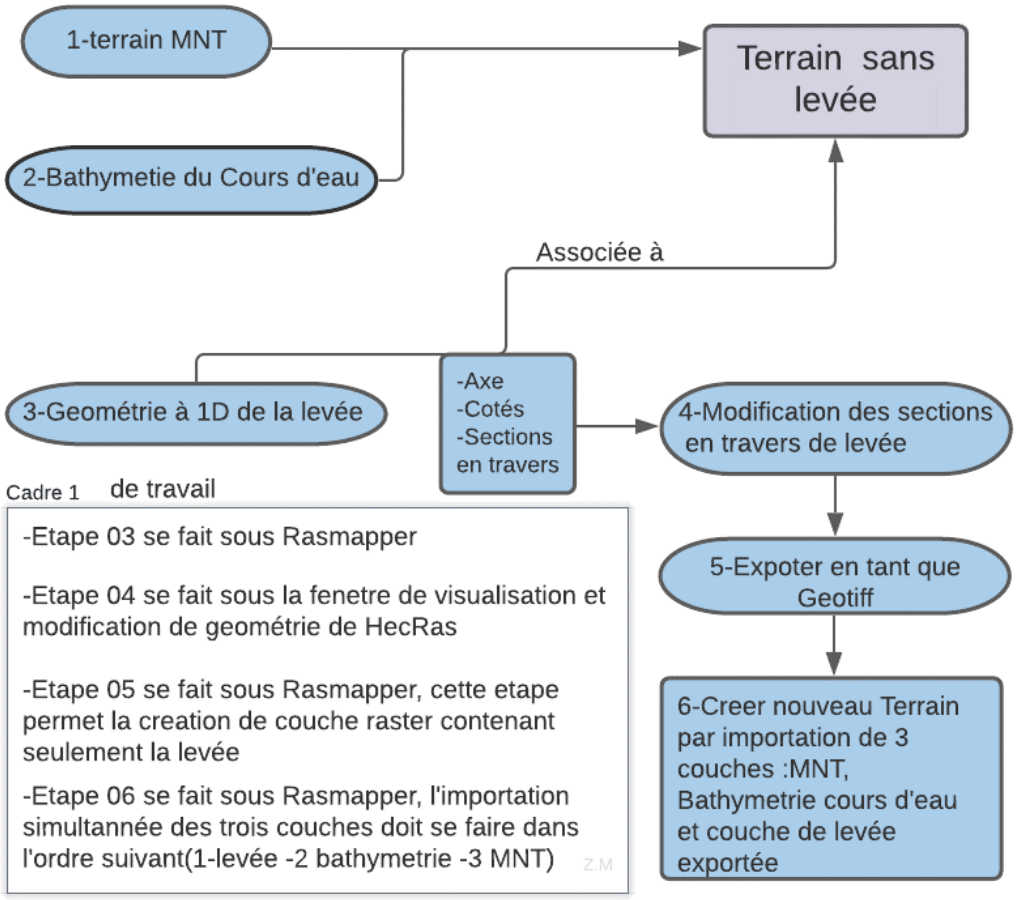


Figure 5.35: *Procédure et étapes de création de levée sous HecRas.*

1-Dessin de la géométrie de levée : La définition de géométrie de levée se fait sous ras mapper en définissant l'axe ainsi que les deux côtés de levée et deux profils en travers, ces derniers vont servir dans l'interpolation l'étape à venir. La forme de la levée suit la forme du cours d'eau naturel.

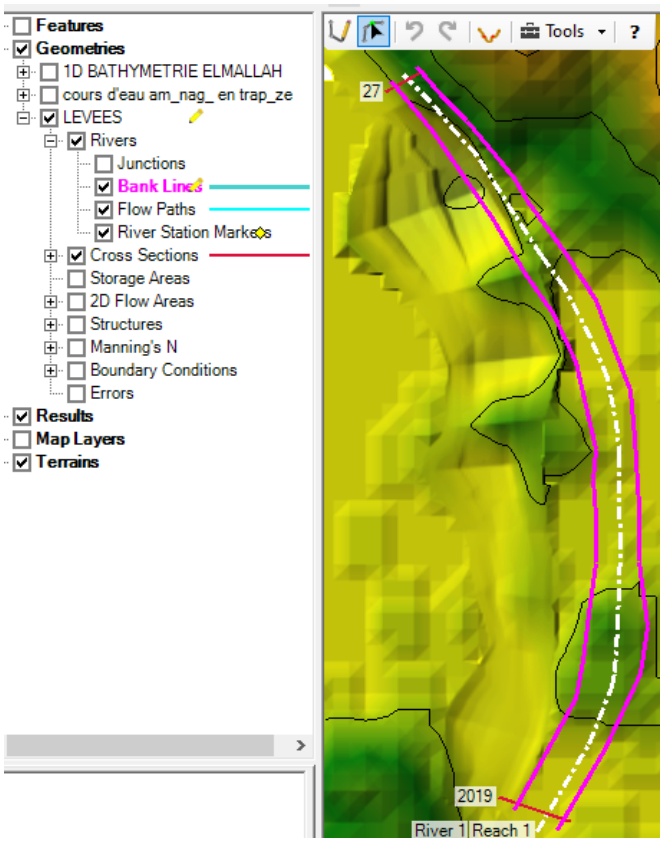


Figure 5.36: *Définition de forme et géométrie de levée.*

2-Modification de la forme des profils en travers : La manipulation des sections en travers permet d'obtenir la forme désirée d'une levée comme montré dans la figure **5.37**.

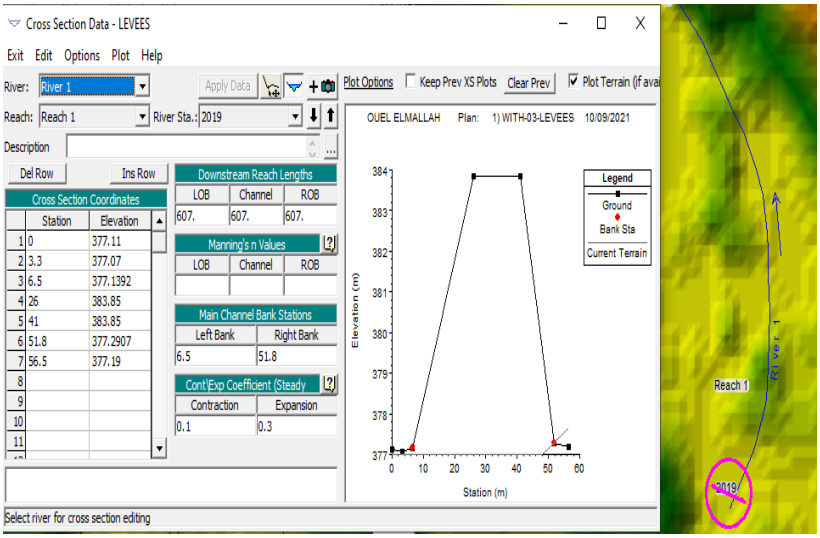


Figure 5.37: *modification de géométrie de levée.*

3-Exporter en tant que Geotiff : Une fois la modification des section enregistrées, on exporte depuis la fenêtre de ras mapper la géométrie de levée en tant que Geotiff (un format d'un raster contenant une entité dessinée, cas de géométrie de levée) comme illustré dans la figure **5.38**

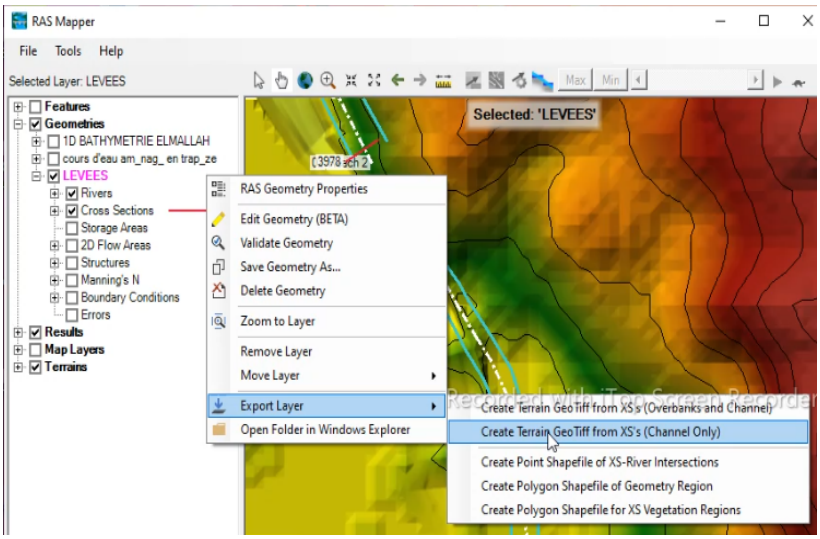


Figure 5.38: *exporter en forme de geotiff.*

4-Levée comme extension du terrain : Cette étape permet d'importer simultanément dans un ordre précis trois fichiers contenant les données topographiques du terrain, données bathymétriques du cours d'eau naturel ainsi que la couche en Geotiff de levée récemment exportée, cette opération permet alors de fusionner les couches pour en obtenir une seule couche contenant la levée, comme montré dans la figure **5.39**.

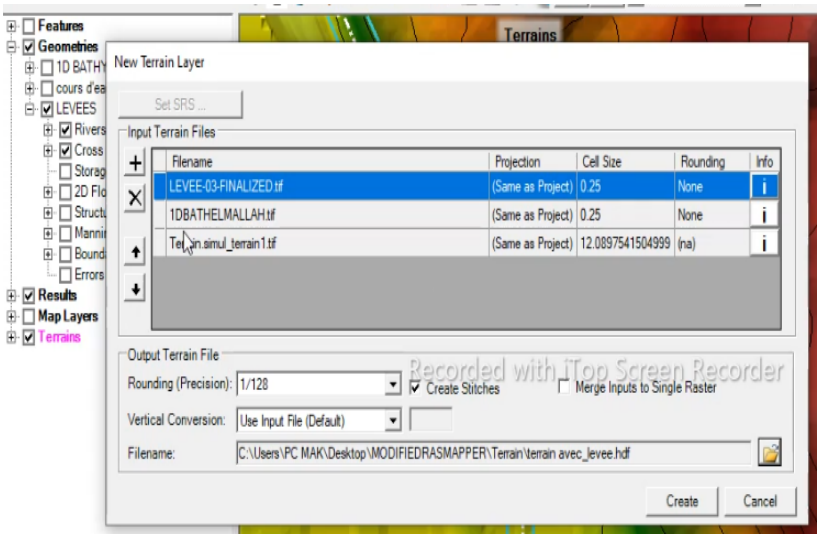


Figure 5.39: *importation en forme de geotiff.*

L'emplacement ou sont projetées les digues à construire a été choisi en considérant l'état des lieux ,niveau d'enjeux ainsi que le degré de vulnérabilité des zones jugées importantes à

protégée dans l'immédiat, sur la figure **5.40** on illustre que nous avons choisi de protéger trois zones urbanisées à forts enjeux dont la vulnérabilité est élevée.

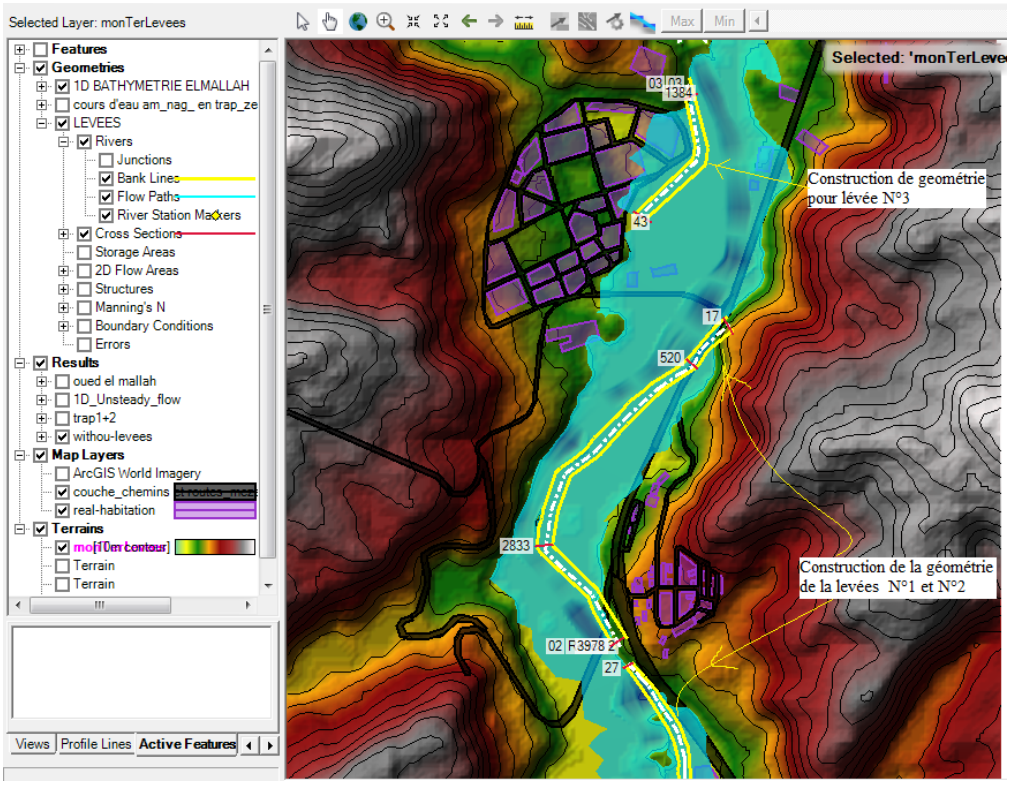


Figure 5.40: *État des zone inondables et projection des trois levées à construire.*

La figure **5.41** illustre le résultat de la simulation du cours d'eau naturel en présence des trois (03) Digues protégeant les zones importantes, montrant le que l'eau ne dépasse pas les levées n'inonde pas les zones urbanisées.

Résultats des paramètres principaux de la simulation du cours d'eau naturel en présence des trois endiguements sont représentés dans le table **5.24** :

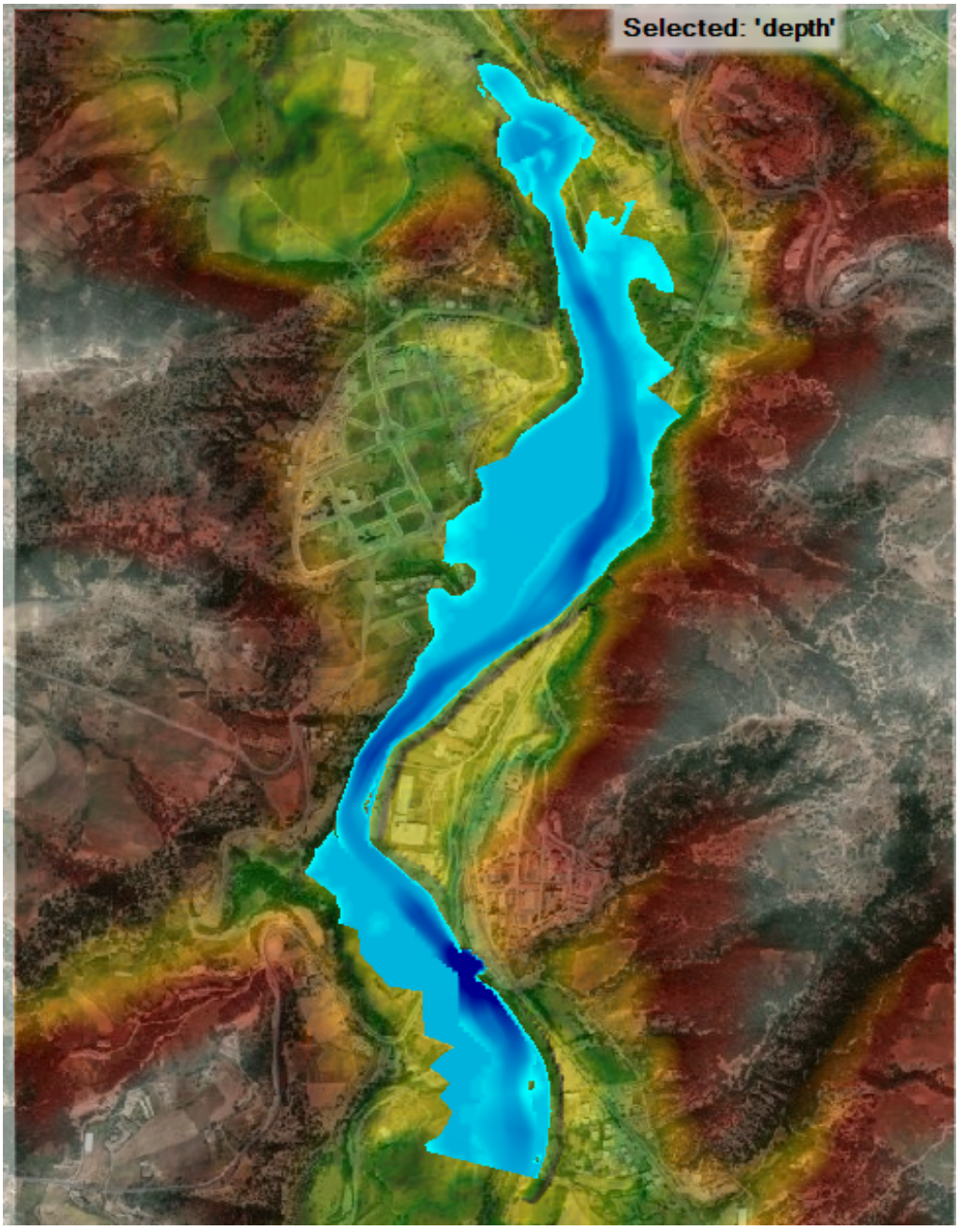


Figure 5.41: *État des zones à protéger d'inondation après endiguements.*

Tableau 5.24: *Résultat de simulation du cours d'eau en présence des levées*

Profil en travers	Min Elev Radier	Elev Plan eau	Pente	Vitesse	Section mouillée	Top Width	Froude	Observation
	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		Régime
10764	376.35	381.56	0.000101	0.51	1421.01	414.91	0.08	Fluvial
10557	377	381.54	0.000263	0.74	959.48	351.85	0.12	Fluvial
10425	377	381.53	0.000296	0.62	923.39	328.81	0.12	Fluvial
10265	377	381.52	0.000137	0.5	1191.77	312	0.08	Fluvial
10099	376.56	381.52	0.000165	0.53	1118.84	309.03	0.09	Fluvial
9994	379	381.49	0.00042	0.5	766.92	239.76	0.13	Fluvial
9844	373.82	381.5	0.000065	0.47	1495.61	338.1	0.06	Fluvial
9648	377	381.44	0.000652	1.03	581.27	196.74	0.18	Fluvial
9430	367.87	381.46	0.000049	0.51	1275.58	223.71	0.06	Fluvial
9157	377	381.42	0.000427	0.79	641.5	155.38	0.14	Fluvial
8972	377.58	381.35	0.000822	0.92	483.35	127.71	0.19	Fluvial
8151	375.44	381.36	0.000105	0.57	1244.27	302.36	0.08	Fluvial
8010	377	381.35	0.000129	0.55	1196.09	308.7	0.08	Fluvial
7830	375.05	381.35	0.000069	0.46	1517.36	366.9	0.06	Fluvial
7590	377	381.34	0.000178	0.59	1025.67	272.13	0.1	Fluvial
7393	374.44	381.31	0.000306	0.9	762.08	192.33	0.13	Fluvial
7151	377	381.29	0.000274	0.62	856.41	232.67	0.11	Fluvial
6801	377	381.28	0.000183	0.59	996.32	255.83	0.1	Fluvial
6517	370.68	381.24	0.000194	0.91	638.73	109.62	0.11	Fluvial
6321	377	381.24	0.000164	0.56	1031.41	254.63	0.09	Fluvial
5995	377	381.24	0.000142	0.57	1110.41	276.13	0.09	Fluvial
5829	373	381.23	0.000103	0.66	1310.16	368.74	0.08	Fluvial
5651	377	381.23	0.00014	0.56	1202.99	336.78	0.09	Fluvial
5451	373.19	381.19	0.000206	0.91	867.99	274.69	0.11	Fluvial
2538	370.94	381.1	0.000156	0.86	844.3	233.03	0.1	Fluvial
2301	374.56	381.06	0.000482	1.09	686.68	230.17	0.16	Fluvial
1858	370.96	376.92	0.006466	3.54	160.94	39.15	0.56	Fluvial
1651	372.81	376.33	0.01215	3.63	156.88	63.78	0.74	Fluvial
1483	371.98	374.96	0.024277	3.78	122.17	53.81	0.97	Fluvial
1274	365.48	372.25	0.000659	1.29	549.35	199.3	0.19	Fluvial
1085	369	371.47	0.025668	3.96	161.71	120.86	1	Critique
872	364.52	366.7	0.101619	6.75	84.35	66.76	1.92	Torrentiel
637	363	365.52	0.021545	4.39	136.42	74.79	0.96	Fluvial
410	353.92	356.14	0.19931	11.21	50.78	30.61	2.78	Torrentiel

Interprétation :

— La vitesse d'écoulement varie de 0.46 à $11m/s$ ce qui signifie que l'endiguement doit être construit de telle sorte à supporter les grandes vitesses.

— D'après les résultats on remarque que le nombre de Froude varie de faible valeur 0.06 pour atteindre 2.78 en passant du régime fluvial vers le régime torrentiel indiquant la création de ressaut dans le cours d'eau.

Comparaison des états des zones inondables avant et après endiguements

Une carte des zones inondables a été élaborée dans le cas d'un cours d'eau naturel sans aménagement et dans le cas d'aménagement d'un cours d'eau naturel avec les levées (souvent dites digues ou endiguements).

La carte illustre le rétrécissement des surfaces inondées, notons que ces surfaces correspondent à des à des zones construites et urbanisées dont les enjeux sont trop importants avec un degré de vulnérabilité élevé impliquant la nécessité d'une protection contre les inondations.Ces zones à protéger sont représentées comme un espace fermé en vert, après endiguements, et en rouge avant endiguements.

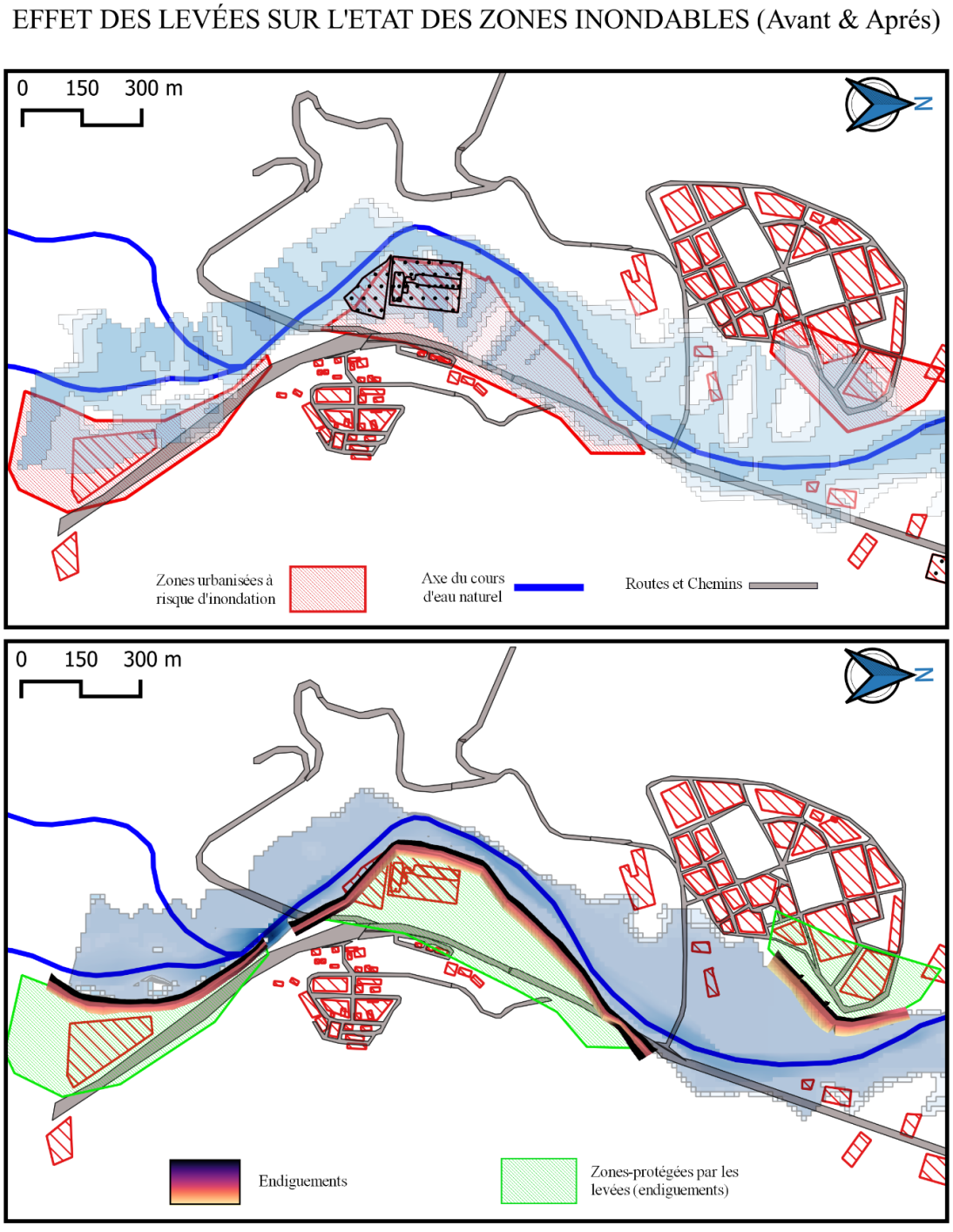


Figure 5.42: *Carte montrant la différence dans les zones inondables avec et sans présence de levées.*

5.4.8 Estimation du coût de la variante

Les volumes du matériau de construction

Dans notre cas on prendra les matériaux locaux pour construire les endiguements, le calcul du volume de ces derniers se fait par calcul simple, la section par longueur de levée avec la formule suivante :

$$V_T = \sum_{i=1}^{n=3} (s_i L_i) \left(m^3\right) \tag{5.6}$$

avec : S_i la section en m^2 et L_i la longueur en m.

Les résultats de calculs sont résumés dans le table**5.25** :

Tableau 5.25: *Calcul du volume de levées*

Levée N°	Longueur(m)	Section(m^2)	Volume(m3)
1	600	120	72000
2	1200	120	144000
3	440	120	52800
		Total	268800

Devis total de la variante

Dans ce cas on considère seulement un remblai en terre.

	Prix unitaire	Quantité	Montant total
Remblai	200.00 DZD	268800	53 760 000.00 DZD

5.4.9 Étude de stabilité de l'endiguement (Levées)

Dans cette partie on veut faire l'étude de stabilité d'une levée (endiguement) réalisée dans le but de protéger des zones urbanisées à fort enjeux contre les inondations.

On étudie la stabilité des pentes et talus lors de la construction d'ouvrages divers de génie civil, tel que les routes (profils en remblai et en déblai), les barrages en terre et digues, les canaux, etc.... Dans la plupart des situations il s'agit d'assurer, sous l'action du poids propre et éventuellement de surcharges, la stabilité d'un massif de sol ayant la forme d'un profil donnée (H,β).

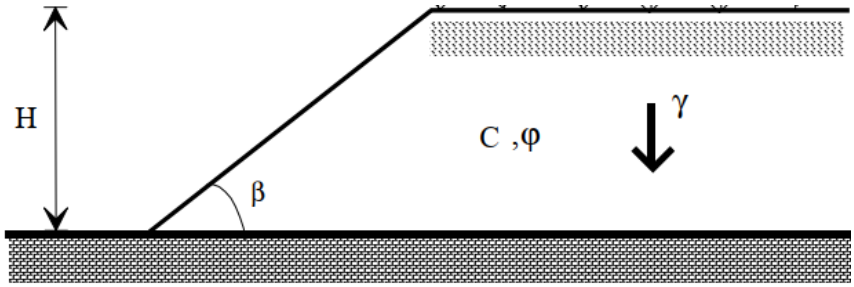


Figure 5.43: *Géométrie typique d'un remblais.*

Le problème à résoudre peut-être formuler comme suit : compte tenu caractéristiques (γ, C, etϕ) d'un sol donné, on étudie la stabilité d'un talus caractérisé par une hauteur H et une pente β.Pour la stabilité au glissement, l'analyse se fait habituellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du massif de talus par rapport à l'équilibre limite.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement) du terrain.

Hypothèses et considérations

— On considère que l'endiguement étudié est assimilé à un remblai de géométrie connue.

— Le système analysé est composé de deux couches à caractéristiques différentes (remblai et couche du sol sur laquelle est posé l'endiguement).

— On considère le mode de rupture à surface circulaire avec la méthode des tranches du modèle *Morgenstern-Price* par logiciel ordinateur. (Geostudio : slope/w)

Facteur de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité Fs Ce Facteur est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement(motrices).

$$F_s = \frac{\sum Forces\ resistantes}{\sum Forces\ motrices}. \tag{5.7}$$

Théoriquement, le talus est dit stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$.

Calcul de stabilité au glissement

Les observations faites sur le terrain montrent que les surfaces de glissement des masses se rapprochent à un cercle ou un arc plus qu'un plan.

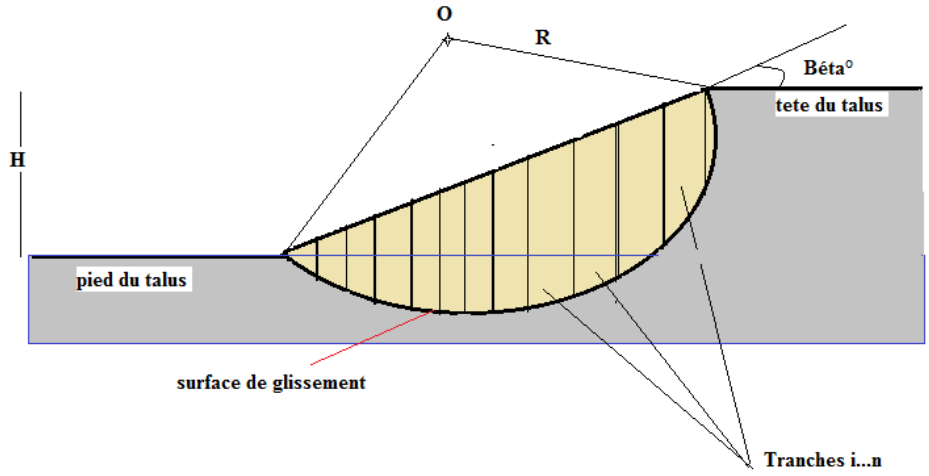


Figure 5.44: *Schéma d'un glissement circulaire par méthode des tranches.*

La méthode consiste à diviser la masse glissante en tranches verticales à égales largeurs puis étudier l'équilibre de chacune des tranches, la finalité c'est de trouver le facteur de sécurité relatif à cette surface de glissement.

Une tranche (n) est soumise à Son poids $W = \gamma hb$.

Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1}.

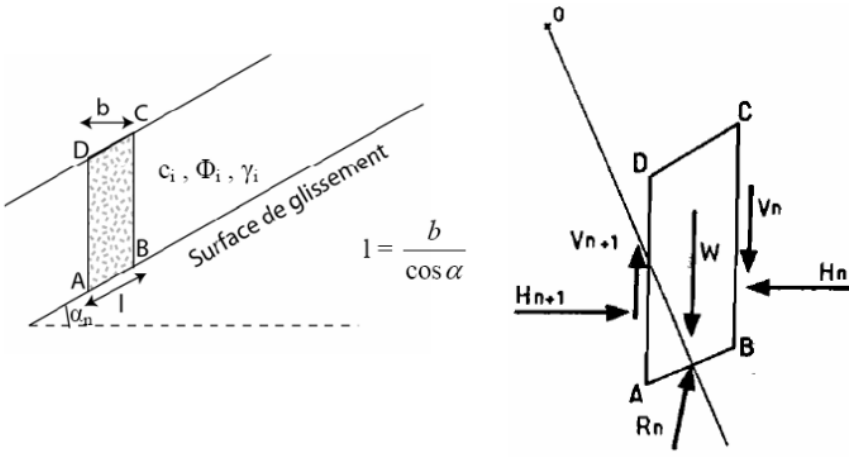


Figure 5.45: *Les forces en action sur une tranche.*

*La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

Rappel de méthode de FELLENIUS

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

— La ligne de glissement est de forme circulaire.

— On néglige totalement les efforts inter-tranches.

— La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

— Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

— Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R.

$$R_n = (C \times AB) + (N \times Tan\phi) \tag{5.8}$$

$$N_n = W_n \times \cos(\alpha_n) \tag{5.9}$$

$$R_n = (C \times AB) + (W_n \times \cos(\alpha_n) \times Tan\phi) \tag{5.10}$$

Le moment résistant pour l'ensemble des tranches sera alors :

$$M_R = \sum R \times (C \times L) + W_n \cos(\alpha_n) Tan(\phi) \tag{5.11}$$

Le moment moteur est :

$$T_n \times R = R \times W_n \sin(\alpha_n) = M_m \tag{5.12}$$

Donc le facteur de sécurité sera :

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum (W_n CL \cos \alpha_n Tan\phi)}{\sum (W_n \sin \alpha_n)} \tag{5.13}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de Fs sont donc :

b :la largeur des tranches tel que,

$$b = \frac{l_n}{\cos \alpha_n}$$

α_n :l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ainsi que la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

L'inconvénient de la méthode c'est nous ne savons pas si notre surface de glissement est la surface critique de glissement, donc faut chercher par balayage vertical et horizontal le contre O du cercle qui donne la surface critique en cherchant le facteur de sécurité le plus faible possible. Et c'est une méthode qui consomme énormément du temps.

Il existe d'autres méthodes qui viennent avec des améliorations et des hypothèses plus strictes que celle de FELLENIUS comme méthode de bishop et Janbu qui considèrent l'existence des force inter-tranche, mais dans notre cas nous allons faire appel au logiciel Geostudio SLOPE/W qui permet de faire une analyse plus précise avec de multiple méthode, notre choix s'oriente vers méthode de *Morgenstern-Price*.

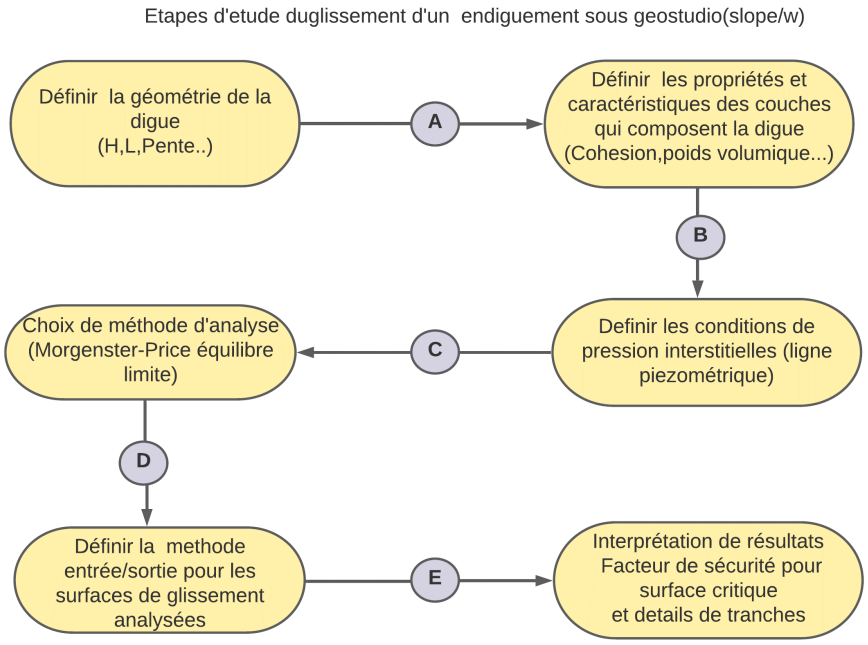


Figure 5.46: *Cadre de travail pour étude de stabilité sous geostudio-slope.*

Géométrie et caractéristiques des couches

La première étape est de définir la géométrie de la problématique à résoudre, dans notre cas, l'endiguement est composé de deux couches, le remblai en sables silteux (limoneux) et le corps de la digue en sable et sables silteux, les dimensions de l'ouvrage ont été inspirées de la partie précédente réalisation des levées. Détermination de largeur en crête par la formule de $T.T$ *Knapen* :

$$b_{crte} = 1.65\sqrt{H} = 1.65\sqrt{4.53} = 3.52 \approx 4m. \tag{5.14}$$

avec :

H hauteur d'eau de submersion maximale, et Le fruit de talus choisi dans notre cas est de 1/2 coté amont et 2/3 coté aval, la figure **5.47** illustre la géométrie adoptée.

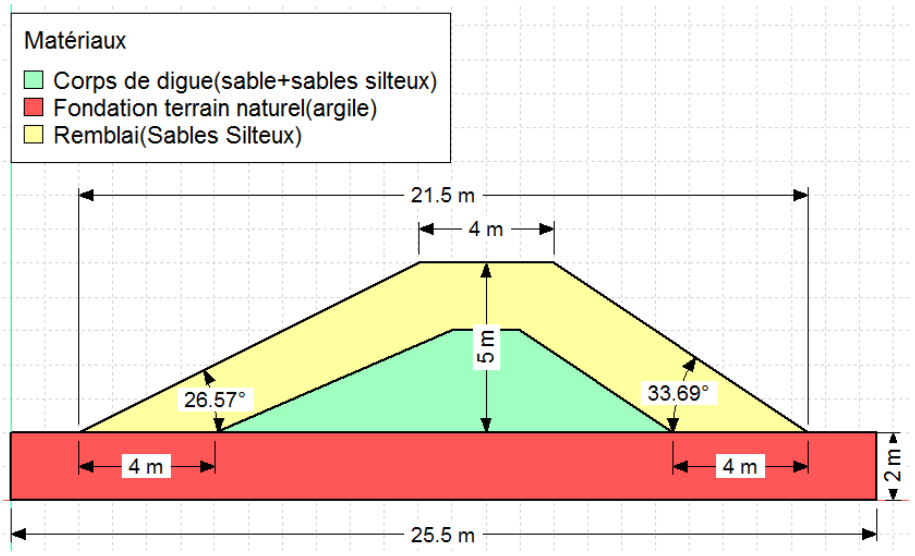


Figure 5.47: *Géométrie et matériaux.*

Les couches des sables silteux qui bien qu'en principe insensibles à l'eau, mais peuvent matelasser à la mise en œuvre si celle-ci s'effectue dans des conditions hydriques très défavorables (nappe ou climat) ; Les caractéristiques des couches qui composent l'ouvrage sont résumées dans la table **5.26**

Tableau 5.26: *Caractéristiques des couches de sol qui composent l'ouvrage*

Couche	Poids Volumique (KN/m^3)	Angle Frottement(ϕ)	Cohésion (Kpa)
Remblai	19	33	0
Corps de digue	19	0.1	60
Sol fondation	20	10	36

Étude du glissement des talus de digue (amont et aval)

Après avoir défini la ligne piézométrique dans la digue, le choix de la méthode de résolution *Morgenstern-Price* qui est basée sur le principe d'équilibre limite, en cherchant un compromis entre méthode de Bishop et celle Janbu de telle sorte à obtenir un Facteur de Sécurité qui satisfait les équations utilisées en prenant en compte les frottements entre tranches (F_m : facteur de sécurité satisfaisant les équations de l'équilibre des moments et F_f : facteur de sécurité satisfaisant les équations de l'équilibre des forces).

I-Aval :

Définition de position des segments d'entrée et sortie des surfaces de glissement potentielles et la ligne piézométrique, dans le cas aval, comme montré dans la figure **5.48**.

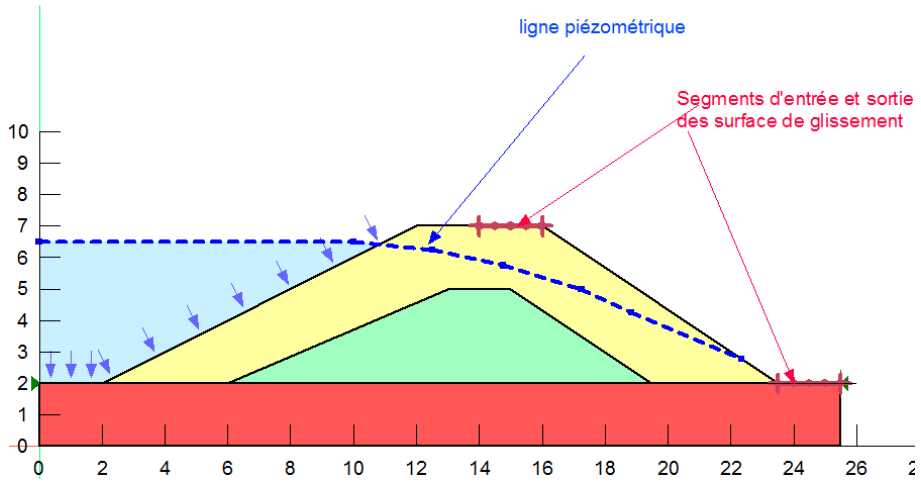


Figure 5.48: *Illustration de ligne piézométrique et région d'entrée /sortie des surfaces de glissement potentielles.*

Une fois la définition de la problématique du glissement est bien définie sous logiciel on peut démarrer la résolution.

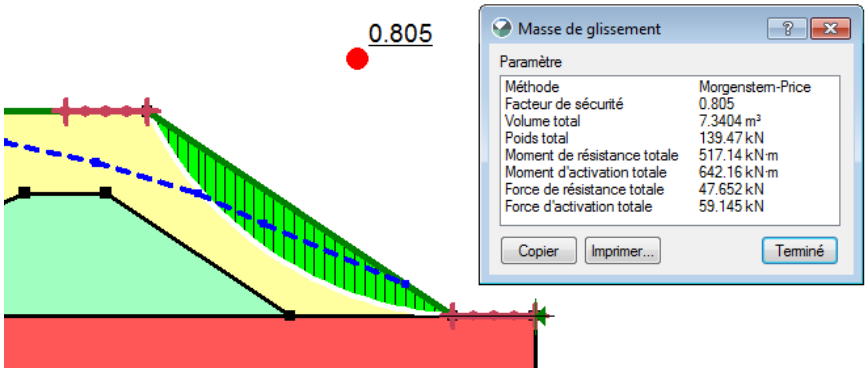


Figure 5.49: *Illustration du facteur de sécurité pour la surface de glissement critique.*

La figure **5.49** montre le résultat graphique de l'analyse de stabilité du remblai, la surface de glissement critique pour laquelle le facteur de sécurité est le plus faible possible (Fs=0.805) dans le cas de la levée assimilée à un remblai reposant sur une couche de sol de terrain naturel.

La figure **5.49** montre le facteur de sécurité calculé ($Fs = 0.805$) par la méthode de *Morgenstern-Price*. Ce qui indique une instabilité dans le talus aval de l'endiguement, il est nécessaire de renforcer ce talus, dans mon cas j'ai choisi d'adoucir la pente du talus aval par conséquent agrandir la largeur du fond de la digue La figure **5.50** montre le résultat d'analyse après adoucissement de la pente du talus aval.

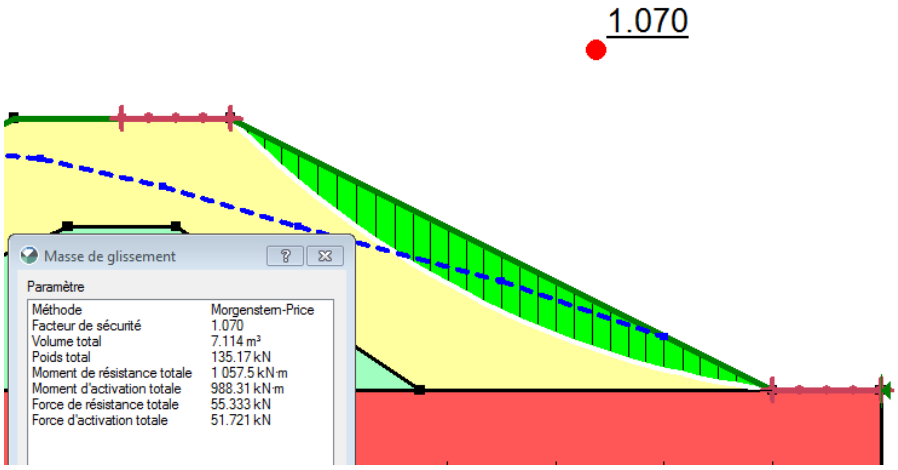


Figure 5.50: *Surface de glissement critique après changement de pente de talus coté aval.*

La modification de la pente de talus aval est effectivement une solution, on remarque l'augmentation du Facteur de Sécurité minimum de $Fs = 0.805$ à la valeur $Fs = 1.070$.La figure **5.51** représente la projection du facteur de sécurité calculé par méthode de *Morgenstern-Price*.

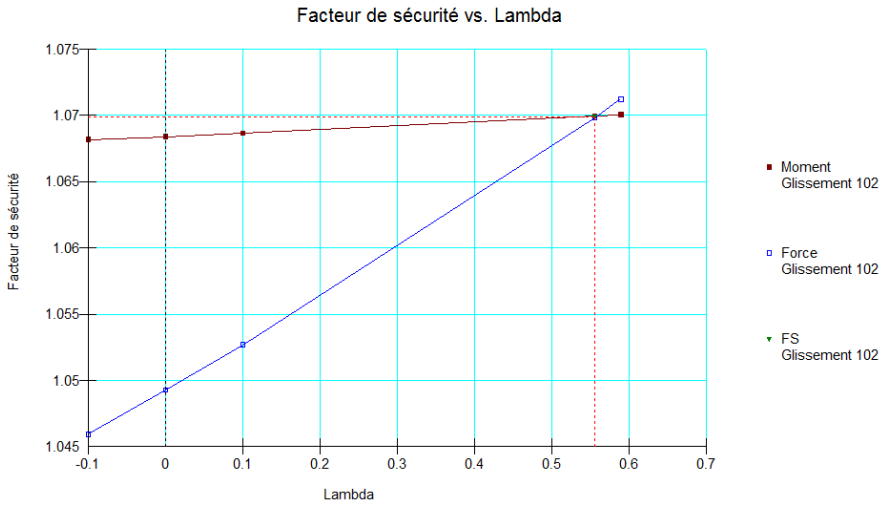


Figure 5.51: *Facteur de sécurité en fonction de* λ

II-Amont :

L'établissement des segments d'entrée et sortie de surface de glissement dans le remblai coté amont.

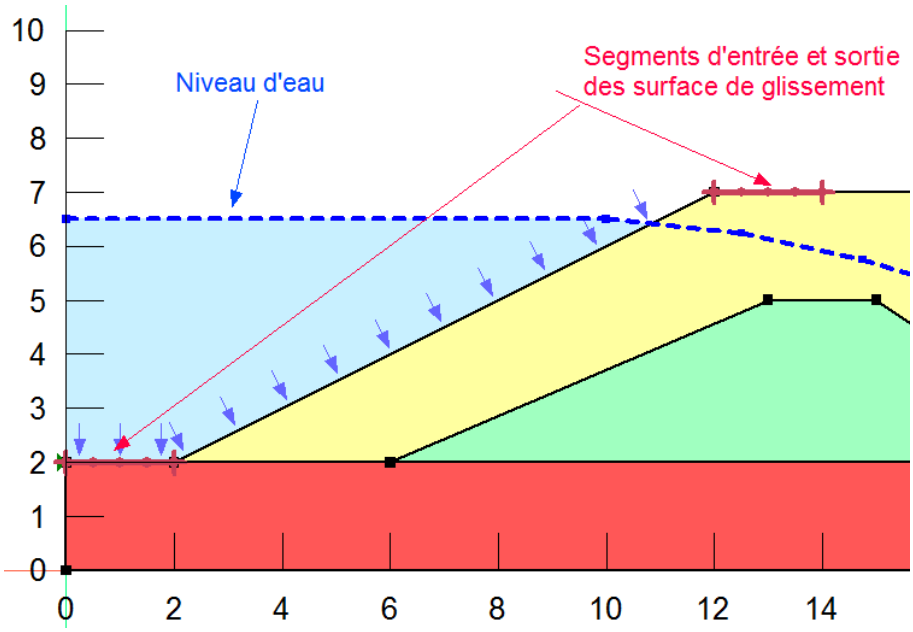


Figure 5.52: *Illustration de ligne piézométrique et région d'entrée /sortie des surfaces de glissement potentielles.*

La figure **5.52** montre l'emplacement de segments qui délimitent l'entrée et sortie de la surface de glissement, ainsi que la hauteur d'eau (cas de crue centennale).

La figure **5.53** montre la surface de glissement critique coté amont pour laquelle le facteur de sécurité est estimé à ($Fs = 1.319$) par la méthode de *Morgenstern-Price*.

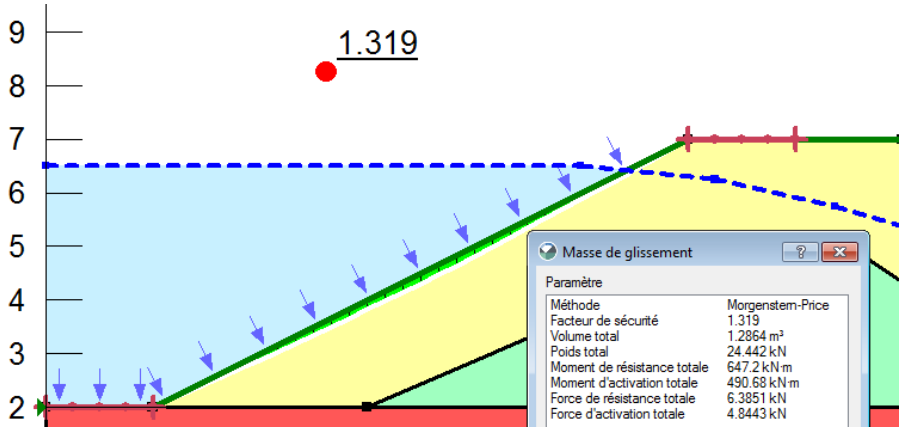


Figure 5.53: *Illustration graphique de la surface de glissement critique coté amont.*

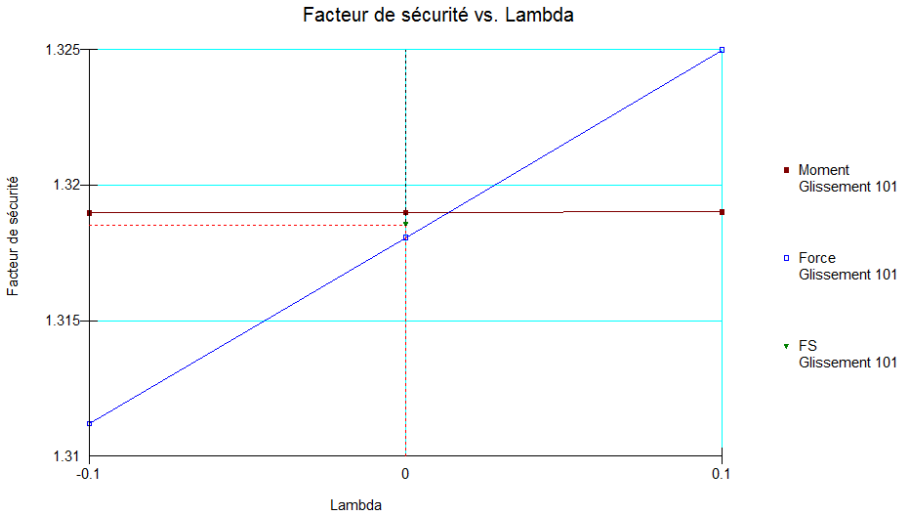


Figure 5.54: *Facteur de sécurité (glissement talus amont.*

La figure **5.54** montre le facteur de sécurité calculé pour la surface de glissement critique ($Fs = 1.319$) par la méthode de *Morgenstern-Price*, qui est dans le graphe l'intersection de la droite représentant équilibre des forces (méthode de Janbu) avec la droite qui représente l'équilibre des moments (méthode de Bishop). Sur l'axe de Lambda on retrouve la valeur qui correspond au frottements inter-tranches.

Conclusion

D'après les résultats obtenus dans l'étude de stabilité au glissement des talus d'une levée fluviale, on peut en tirer deux points essentiels :

1. Coté aval, l'étude montre que la surface de glissement critique ayant un Facteur de sécurité de $Fs = 0.761$ qui est une indication que le risque de glissement existe comme le facteur $Fs < 1$ donc la décision de réconforter le talus doit être accompagnée par une étude adéquate

en choisissant un moyen stabilisation du talus, Dans notre on a opté pour un adoucissement de pente et le facteur de sécurité a augmenté à $Fs = 1.070$.

2. Coté amont, l'étude montre que la surface de glissement critique ayant un Facteur de sécurité de $Fs = 1.319$ est une indication que le risque de glissement du talus est minimal donc un talus stable.

5.5 Choix de la variante d'aménagement

5.5.1 Les avantage et les inconvénients

Les avantages et inconvénients de chacune des variantes proposées dans cette partie se résument dans la table **5.27**, ils vont nous servir pour différencier chacune des variantes.

Critères d'évaluation :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

1-Efficacité hydraulique : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.

2-Difficultés de réalisation : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.

3-Coût : correspond à l'appréciation du coût de construction.

4-Enjeux environnementaux : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementales actuelles.

5-Durabilité : correspond à la durée de vie de l'aménagement.

6-Entretien : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.

La variante choisie :

Dans le cas de la variante de réalisation des endiguements de point de vue économique c'est la plus favorable (61 millions DZD), la simulation sous HecRas montre un bon résultat sur la protection des zones à forts enjeu. Mais techniquement ça reste un ouvrage non maîtrisé dans la conception et pour toutes les raisons qui rendent les levées défavorables y'a le risque augmenté qu'engendre une défaillance d'ouvrage (rupture de levée)

Dans le cas de réalisation de canaux, les trois variantes (Canal en béton, gabion et Canal mixte) arrivent à évacuer le débit de dimensionnement sans problèmes, point de vue économique on opte la variante du canal trapézoïdal en béton pour les raisons suivantes :

— La simplicité de la réalisation.

— Satisfaction du but de l'étude.

— Longue durabilité.

— Une bonne stabilité.

Tableau 5.27: *Les avantages et les inconvénients des variantes proposées*

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal trapézoïdal en Béton légèrement armé	Le rendement hydraulique est efficace La durée de vie est importante (50 à 120 ans) . La forme étroite est adaptée à la ville. La durée de réalisation est courte par rapport à un revêtement en gabion. Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal.	Le cout de génie civil est élevé. Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles
Levées	Peuvent protéger la zone environnante contre les inondations sans modifications importantes de la structure si le niveau d'inondation de conception n'est pas dépassé. Il n'y a pas de pression des eaux de crue pour causer des dommages structurels au bâtiments Les occupants n'ont pas à quitter la zone pendant la construction.	Ne pas éliminer la nécessité d'évacuer pendant les inondations. Nécessite un entretien périodique. Un drainage intérieur doit être prévu. La rupture ou le franchissement d'une digue d'inondation cause autant de dégâts que s'il n'y avait pas de protection.
Canal en Gabions	Retarder et ralentir le processus d'érosion. Bonne perméabilité ; Protection contre glissements des talus et berges. Grande résistance à la rupture grâce au fils du treillis métallique Disponibilité du matériau vitesse de construction rapide	Esthétique. Maintenance et réparation parfois couteuses et fastidieuses. Cout de mise en Œuvre très élevé. Obligation d'inspection après chaque évènement de crue
Canal mixte	La durée de vie est d'environ (60ans). Le gabion est robuste, durable et modulable. Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles.	L'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne de Gabionnage, si l'eau arrive à passer derrière les blocs à amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer

5.6 Conclusion

La finalité de cette partie est de choisir un schéma d'aménagement adéquat satisfaisant tous les critères dans la sélection des variantes, on opte pour la variante de canal trapézoïdal en béton légèrement armé.

Chapitre 6

Organisation de chantier

6.1 Introduction

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

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

6.2 Réalisation de la variante choisie

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

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

— Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement.

— Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et

qualifiée.

— Structurer convenablement les postes de travail.

— Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée.

— Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité.

6.3 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

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

6.3.1 Maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage doit assumer certaines responsabilités, par exemple :

— Gérer la réalisation du projet.

— Transmettre l'information pertinente relative au projet.

— Remplir les obligations établies par les documents contractuels.

— La coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats et la réalisation des travaux.

— Prendre possession du projet.

6.3.2 Maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour concevoir l'ouvrage tout en assurant le contrôle de l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

6.3.3 L'entreprise

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

— Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.

— Gérer les coûts et les travaux.

— Élaborer le planning d'exécution des travaux.

— Répondre aux obligations établies par les documents contractuels.

— Réaliser les travaux définis dans son contrat.

6.4 Définitions des engins utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Tableau 6.1: *Engins utilisés*

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeur	
	Camions	
	Pelles	
Terrassement	Niveleuse	Donner la forme exacte du canal
	Dumpers	
	Chargeurs	
	Camions	
	Dozers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	

6.5 Devis quantitatif et estimatif du projet

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements

Opération		Unité	Prix Unitaire	Quantité	Montant
Terrassement	Déblai	m3	250.00 DZD	181337.387	45 334 346.79 DZD
	Remblai	m3	200.00 DZD	55819.265	11 163 853.00 DZD
Béton de propreté		m3	6 000.00 DZD	1388.98	8 333 880.00 DZD
Béton		m3	30 000.00 DZD	17436.30	523 089 000.00 DZD
			Cout total de la variante		587 921 079.79 DZD
			TVA 19%		111 705 005.16 DZD
			Cout total TTC		699 626 084.95 DZD

6.6 Planification

6.6.1 Définition

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

— L'installation des postes de travail.

— L'observation instantanée.

— L'analyse des tâches.

— Le chronométrage.

— La simplification des méthodes.

6.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

Méthodes basées sur le réseau

a) Définition : Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

— Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



Figure 6.1: *L'opération A précède l'opération B.*

— Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

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



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

1. Établissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
2. Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
6. Construction du réseau.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau : Nous avons ces méthodes suivantes

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

1. l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
2. analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.
3. adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

— Méthode de P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) : C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

Méthodes basées sur le graphique

1. Méthode linéaire : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.
2. Méthode à barres : Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

6.6.3 Les étapes de la planification

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

Collection des informations

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

Décomposition du projet

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

Relations entre les tâches

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

6.6.4 Choix de la méthode de calcul

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

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

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

DCP	Tr
DFP	DCCP
DFPP	MT

avec :

$$DFP = DCP + Tr \qquad DCPP = DFPP - Tr$$

Tr : temps de réalisation.
DCP : date de commencement au plus tôt.
DCPP : date de commencement au plus tard.
DFP : date de finition au plus tôt.
DFPP : date de finition au plus tard.
MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 0$$

$$\sum T_{RCC} = DTP$$

6.6.5 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

— Les différentes tâches à envisager.

— La date de début et la date de fin de chaque tâche.

— La durée escomptée de chaque tâche.

— Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.

— La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

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

6.6.6 Élaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le table **6.2**.

6.6.7 Attribution des durées pour les taches

Tableau 6.2: *Liste des opérations avec leurs durées.*

Étape	Opération	Code	Durée (jours)
Début	Installation du chantier	A	4
Partie 1	Terrassement + Compactage	T1	23
	Béton de propreté	P1	4
	Bétonnage	B1	12
Partie2	Terrassement + Compactage	T2	23
	Béton de propreté	P2	4
	Bétonnage	B2	12
Partie 3	Terrassement + Compactage	T3	23
	Béton de propreté	P3	4
	Bétonnage	B3	12
Partie 4	Terrassement + Compactage	T4	23
	Béton de propreté	P4	4
	Bétonnage	B4	12
Fin	Déménagement du chantier	F	4

Tableau 6.3: *Succession des taches*

Opération	Code	Durée(jours)	Succède	Précède
Installation du chantier	A	7	T1	/
Terrassement + Compactage	T1	25	P1, T2	A
Béton de propreté	P1	12	B1, P2	T1
Bétonnage	B1	21	B2	P1
Terrassement + Compactage	T2	25	P2, T3	T1
Béton de propreté	P2	12	B2, P3	T2 ; P1
Bétonnage	B2	20	B3	B1, P2
Terrassement + Compactage	T3	26	T4, P4	T2
Béton de propreté	P3	11	B4, P4	T3, P2
Bétonnage	B3	21	B4	B2, P3
Terrassement + Compactage	T4	21	P4, F	T3
Béton de propreté	P4	11	B4, F	T4, P3
Bétonnage	B4	20	F	B3, P4
Déménagement du chantier	F	5	/	T4

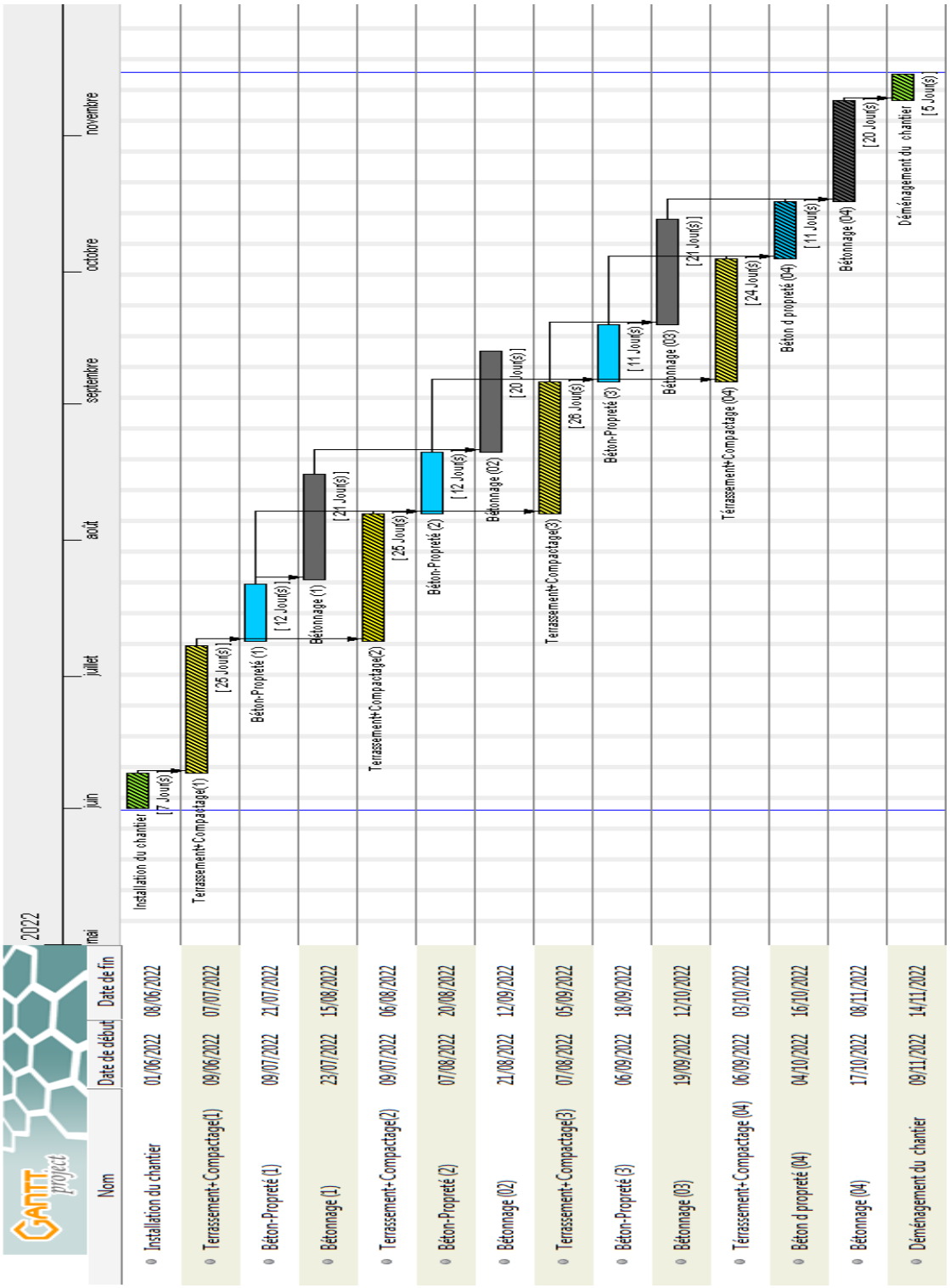


Figure 6.3: *Diagramme de Gantt*

6.7 Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens. Suite à l'étude, on peut conclure que les travaux de construction de ce projet se dérouleront sur une période de 5 mois et 15 jours et cela pour un coût total estimatif de 699 626 084 DA.

CONCLUSION GÉNÉRALE

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

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

La cartographie du cours d'eau ainsi que le phénomène d'inondabilité a été réalisé de façon à refléter la réalité après une simulation. L'exploitation des résultats obtenus de la cartographie nous a permet de constater que beaucoup de surfaces sont inondables dans le cas d'une crue centennale, les surfaces inondables regroupent les surfaces urbaines et construite, agricoles, routes et chemin chose qui oblige à suggérer des solutions comme schémas d'aménagements adéquats. Une évaluation des variantes proposées de point de vue technico-économique nous a permet de faire un choix de schéma d'aménagement adéquat, satisfaisant tous les critères de sélection, il s'agit d'un aménagement par un canal en béton de forme trapézoïdale sur la longueur du cours d'eau Le coût du projet est estimé à 699 626 084 DA pour un délai de réalisation de 5 mois et 15 jours, avec une obligation de suivi continu pour garantir un meilleur service et une longue durée de vie.

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

sans maintenances et inspections n'a jamais était une solution définitive.

Listes des planches

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

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

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

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

Liste d'abréviations

A : Surface (m^2) ;

ANRH : Agence National des Ressources Hydriques ;

BV : Bassin Versant ;

Ca : Coefficient d'allongement ;

Cp : Coefficient de pointe ;

Ct : Coefficient de torrentialité ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard. DFP : date de finition au plus tôt ;

Dd : Densité de drainage Km/Km^2 ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

Ds : le transport solide en ($t/Km^2/an$) ;

F : Nombre de Froude ;

g : Accélération due à la gravité (m/s^2)

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

Ic : Pente du talweg principale (%) ;

Im : Pente moyenne du bassin versant m/Km ;

Imoy : Pente moyenne du cours d'eau m/Km ;

Ip : Indice de pente de Roche % ;

Kc : Indice de compacité ;

Le : Lamme d'eau écoulée (mm)

MNT : Modèle Numérique de Terrain ;

n : Coefficient de rugosité de Manning ;

NGA : Nivellement Général de l'Algérie ;

ONM : Office National Météorologique ;

O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer ;

P : Périmètre (Km) ;

Pj.max : Pluie maximal journalière (mm) ;

PPRI : Plan de prévention du risque d'inondation.

Qmax : Débit maximal de la crues (m^3/s) ;

Qmoy : Débit moyen de la crues (m^3/s) ;

Qt : Débit à l'instant t (m^3/s) ;

R : Rayon hydraulique (m)

SIG : Système d'Information Géographique ;

Sm : Surface mouillée (Km^2)

Ta : désigne la dégradation spécifique en ($T/Km^2/an$) ;

Tb : Temps de base (heures) ;

Tc : Temps de concentration (heures) ;

Tm : Temps de décrue (heures) ;

Tm : Temps de montée de la crue (heures) ;

TIN : Triangulated Irregular Network

Tr : temps de réalisation ;

Vr : Vitesse de ruissellèment m^2/s ;

1D : Unidimensionnel ;

2D : Bidimensionnel ;

Référence bibliographique

Touaibia Bénina, 2004. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p.

U.S. Army Corps of Engineers, 2016a. HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 5.0. 960p. Février 2016.

Disponible à l'adresse :

http ://www.hec.usace.army.mil/software/

U.S. Army Corps of Engineers, 2016b. HEC-RAS River Analysis System –2D Modeling User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68A, Version 5.0. 171p.Février 2016. Disponible à l'adresse :

http ://www.hec.usace.army.mil/software/

U.S. Army Corps of Engineers, 2018. HEC-RAS River Analysis System – Supplemental to HEC-RAS Version 5.0 User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD- 68d, Version 5.0.4. 74p. Avril 2016.

Disponible à l'adresse :

http ://www.hec.usace.army.mil/software/

USACE Engineering and Design ; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110–2–1603, January 1990.

Disponible à l'adresse :

https ://www.publications.usace.army.mil/

YAHIAOUI, Abdelhalim, 2012. Inondation Torrentielles, cartographie des zones vulnérables en Algérie du Nord (cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique. 210p [Consulté le 05 mai 2020].

Disponible à l'adresse :

http ://hydrologie org/THE/YAHIAOUI-A.pdf

YELLES-CHAOUCHE, AbdelKrim, BOUDIAF, Azzedine, DJELLIT, Hamou, et al. La tec-

tonique active de la région nord-algérienne. Comptes Rendus Geoscience, 2006, vol. 338, no 1-2, p. 126-139.

Disponible à l'adresse :

https ://doi.org/10.1016/j.crte.2005.11.002

ZEROUAL, Ayoub, ASSANI, Ali.A., MEDDI, M. et al., 2019. Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. Clim Dyn 52, 227–243 (2019).

Disponible à l'adresse :

https ://doi.org/10.1007/s00382-018-4128-0

Référence sitographique

Climate-Data.org :

https ://fr.climate-data.org

https ://earthexplorer.usgs.gov/

https ://earthexplorer.usgs.gov/scene/metadata /full/5e83a3ee1af480c5/SRTM1N36E003V3/

https ://spatialreference.org/

https ://www.un-spider.org/advisory-support/recommended-practices/recommended-practice-disaster-preparedness-using-free

https ://scihub.copernicus.eu/dhus/home

https ://www.un-spider.org/disaster-type/flood

Annexe

Tableau 6.4: *Probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en F (d.d.l).*

d.d.l/ α	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.706	3.841	5.412	6.635	10.83
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.21	13.82
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.27
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.67	13.277	18.47
5	1.61	4.351	6.064	7.289	9.236	11.07	13.39	15.086	20.52
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.65	12.59	15.03	16.812	22.46
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.02	14.07	16.62	18.475	24.32
8	3.49	7.344	9.524	11.03	13.36	15.51	18.17	20.09	26.13
9	4.168	8.343	10.66	12.24	14.68	16.92	19.68	21.666	27.88
10	4.865	9.342	11.78	13.44	15.99	18.31	21.16	23.209	29.59
11	5.578	10.34	12.9	14.63	17.28	19.68	22.62	24.725	31.26
12	6.304	11.34	14.01	15.81	18.55	21.03	24.05	26.217	32.91
13	7.042	12.34	15.12	16.99	19.81	22.36	25.47	27.688	34.53
14	7.79	13.34	16.22	18.15	21.06	23.69	26.87	29.141	36.12
15	8.547	14.34	17.32	19.31	22.31	25	28.26	30.578	37.7
16	9.312	15.34	18.42	20.47	23.54	26.3	29.63	32	39.25
17	10.09	16.34	19.51	21.62	24.77	27.59	31	33.409	40.79
18	10.87	17.34	20.6	22.76	25.99	28.87	32.35	34.805	42.31
19	11.65	18.34	21.69	23.9	27.2	30.14	33.69	36.191	43.82
20	12.44	19.34	22.78	25.04	28.41	31.41	35.02	37.566	45.32
21	13.24	20.34	23.86	26.17	29.62	32.67	36.34	38.932	46.8

22	14.04	21.34	24.94	27.3	30.81	33.92	37.66	40.289	48.27
23	14.85	22.34	26.02	28.43	32.01	35.17	38.97	41.638	49.73
24	15.66	23.34	27.1	29.55	33.2	36.42	40.27	42.98	51.18
25	16.47	24.34	28.17	30.68	34.38	37.65	41.57	44.314	52.62
26	17.29	25.34	29.25	31.8	35.56	38.89	42.86	45.642	54.05
27	18.11	26.34	30.32	32.91	36.74	40.11	44.14	46.963	55.48
28	18.94	27.34	31.39	34.03	37.92	41.34	45.42	48.278	56.89
29	19.77	28.34	32.46	35.14	39.09	42.56	46.69	49.588	58.3
30	20.6	29.34	33.53	36.25	40.26	43.77	47.96	150.89	59.7

Tableau 6.5: *Valeurs critiques du test de Kolmogorov-Smirnov à un échantillon statistique D*

Alpha					
n	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	0.9	0.95	0.975	0.99	0.995
2	0.684	0.776	0.842	0.9	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.785	0.829
4	0.493	0.656	0.624	0.689	0.734
5	0.447	0.509	0.563	0.627	0.669
6	0.41	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
8	0.358	0.41	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.43	0.48	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.489
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.296	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.39	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
16	0.258	0.295	0.327	0.366	0.392
17	0.25	0.286	0.318	0.355	0.381
18	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371
19	0.237	0.271	0.301	0.337	0.361
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352

21	0.226	0.259	0.287	0.321	0.344
22	0.221	0.253	0.281	0.314	0.337
23	0.216	0.247	0.275	0.307	0.33
24	0.212	0.242	0.269	0.301	0.323
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
26	0.204	0.233	0.259	0.29	0.311
27	0.2	0.229	0.254	0.284	0.305
28	0.197	0.225	0.25	0.279	0.3
29	0.193	0.221	0.246	0.275	0.295
30	0.19	0.218	0.242	0.27	0.29
31	0.187	0.214	0.238	0.266	0.285
32	0.184	0.211	0.234	0.262	0.281
33	0.182	0.208	0.231	0.258	0.277
34	0.179	0.205	0.227	0.254	0.273
35	0.177	0.202	0.224	0.251	0.269
36	0.174	0.199	0.221	0.247	0.265
37	0.172	0.196	0.218	0.244	0.262
38	0.17	0.194	0.215	0.241	0.258
39	0.168	0.191	0.213	0.238	0.255
40	0.165	0.189	0.21	0.235	0.252