REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET

POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT

SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET OUVRAGES HYDRAULIQUES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Aménagement d'Oued El Bellaa-Cherchell pour la protection contre les inondations

Présenté par :

BELLAHSENE Wafa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.C.B	Examinateur
BOUZIANE MAMAR	M.A.A	Examinateur
BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Promoteur

Session 2024

REMERCIEMENTS

JE SOUHAITE EXPRIMER MA RECONNAISSANCE POUR LA PATIENCE, LE SOUTIEN ET L'ASSISTANCE QUE MON PROMOTEUR, M. BENLAOUKLI BACHIR, A PU ME FOURNIR, AINSI QUE POUR SA COMPRÉHENSION.
CHAQUE PROFESSEUR QUI A JOUÉ UN RÔLE DANS MA FORMATION, DEPUIS LE PRIMAIRE JUSQU'AU NIVEAU UNIVERSITAIRE.

POUR LES MEMBRES DU JURY QUI AURONT LE PRIVILÈGE D'ÉVALUER MON TRAVAIL.
JE SOUHAITE EXPRIMER MA GRATITUDE ENVERS NOTRE ÉCOLE QUI NOUS A OFFERT CETTE FORMATION DE HAUTE QUALITÉ.

MERCI ÉGALEMENT À TOUS MES ENSEIGNANTS ET À TOUS LES ENSEIGNANTS DE L'ENSH.
JE GARDE ÉGALEMENT EN MÉMOIRE TOUS MES AMIS ET LES MEMBRES DE MA FAMILLE QUI M'ONT TOUJOURS SOUTENU DANS L'ACCOMPLISSEMENT DE MES OBJECTIFS.

ملخص

من اهم الروافد الرئيسية لمدينة شرشال بولاية تيبازة هو واد البلاع . الهدف من هذه الدراسة هو حماية الجسر والطرق بالإضافة الى وجود فئة قيلة من السكان المقيمين على ضفة الواد من خطر ارتفاع منسوب المياه التي تؤدي الى حدوث فيضانات مسببة اضرارا مادية و بشرية لذلك قمنا باقتراح مخطط لاعادة تهيئة هذا الواد.

في هذا السياق قمنا بتطوير دراسة هيدرولوجية اعتمادا على المحطة الهيدرومترية التي من خلالها يمكننا اخذ قياسات

التدفق اللحظي متبوعا بمحاكاة هيدروديناميكية باستخدام برنامج HEC-RAS، وانشاء خريطة الفيضانات لمنطقة الدراسة باستخدام برنامج ArcGis.

استنادا الى دراسة تقنية اقتصادية وبيئية، قدمنا مخطط تهيئة مرافق للحماية ضد الفيضانات واخيرا قمنا بتحديد مدة وتكلفة انجاز هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: دراسة هيدرولوجية، التدفق اللحظي، محاكاة هيدروديناميكية

Résumé

Oued El Balaa est l'un des principaux affluents les plus importants de la ville de Cherchell dans la wilaya de Tipaza. Le but de cette étude est de protéger le pont et les routes, en plus de la présence d'un petit groupe d'habitants résidant sur les rives de l'Oued, contre le danger de montée des eaux qui entraîne des inondations, causant des dégâts matériels et même humains. C'est pourquoi nous avons proposé un plan de réhabilitation de ce oued. Dans ce contexte, nous avons développé une étude hydrologique basée sur la station hydrométrique grâce à laquelle nous pouvons prendre des mesures de débit instantanées suivies d'une simulation hydrodynamique à l'aide du logiciel HEC-RAS et créer une carte d'inondabilité pour notre zone d'étude à l'aide du logiciel ArcGis. Sur la base d'une étude technique, économique et environnementale, nous avons présenté un plan d'aménagement de lutte contre les inondations et, finalement, nous avons déterminé la durée et le coût de réalisation de ce projet.

Mots-clés : étude hydrologique, débits instantanés, simulation hydrodynamique

Abstract

Oued El Balaa is one of the main and most important tributaries of the city of Cherchell in the wilaya of Tipaza. The aim of this study is to protect the bridge and roads, in addition to the presence of a small group of residents living on the banks of the river, from the danger of rising water that causes flooding, causing material damage and even human damage. That is why we have proposed a plan for the rehabilitation of this river. In this context, we developed a hydrological study based on the hydrometric station through which we can take instantaneous flow measurements followed by hydrodynamic simulation using the HEC-software and create a flood map for the study area using ArcGis software. Based on a technical, economic and environmental study, we presented a plan for flood control and finally determined the duration and cost of this project.

Keywords: hydrological study, instantaneous flow, hydrodynamic simulation

Table des matières

Remerciements

ملخص

Résumé

Abstract

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

Introduction générale **1**

CHAPITRE I : Présentation De La Zone D'étude **2**

I.1 Introduction **3**

I.2 Situation géographique **3**

I.3Historique des inondations survenues à Oued Bellaa **5**

I.4 Caractéristique de la zone d'étude **8**

I.4.1 La température **8**

I.4.2 Les vents dominants **8**

I.4.3 La pluviométrie **8**

I.4.3 Les sols **10**

I4.4 La sismicité **10**

CHAPITRE II : Étude Topographique **12**

II.1 Introduction **13**

II.2 Études topographiques **13**

II.3 Topographie du bassin versant **15**

I.4 Vulnérabilité du bassin versant **16**

Conclusion **17**

CHAPITRE III : Étude Hydrologique **18**

III.1 Introduction **19**

III.2 Bassin versant **19**

III.2.1 Caractéristique géographiques du bassin versant **19**

III.2.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant **20**

III.2.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant **20**

III.2.3.1 Indice de compacité **20**

III.2.3.2 Coefficient d'allongement **21**

III.2.3.3 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius **21**

III.2.4 Hypsométrie du bassin versant **21**

III.2.4.1 Relief **21**

III.3 Le réseau d'écoulement 27
III.3.1 Densité de drainage Dd 27
III.3.2 Temps de concentration du bassin versant tc 27
III.3.3 Vitesse de ruissellement Vr 28
III.4 Etudes des crues 30
III.4.1 Précipitation maximale journalière 30
III.4.1.1 Estimation des pluies journalières maximales 30
III.5 Choix de la loi d'ajustement 32
III.5.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL 32
III.5.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON) 33
III.5.3. Test de validité d'un ajustement 35
III.5.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leur intensité 36
III.5.5. Détermination du débit de crue 40
III.5.6. Hydrogramme de crue 43
CHAPITRE IV : Géologie Et Géotechnique 46
IV.1 Introduction 47
IV.2 La situation géologique 47
IV.3 Géologie du bassin versant 47
IV.4 Géotechnique 49
IV.4.1 Essais in situ 49
IV.4.2 Essais au laboratoire 50
IV.4.3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire 50
IV.5 Conclusion 52
HAPITRE V : Étude Des Variantes 53
V.1 Introduction 54
V.2 Notions hydrauliques 54
V.2.1 Paramètres hydrauliques 54
V.2.2 Paramètres géométriques 55
V.2.3 Types d'écoulement 56
V.2.4 Régimes d'écoulement 58
V.3 Les outils utilisés pour l'aide à la cartographie du risque d'inondation 60
V.3.1 ArcGIS 60
V.3.2 HEC-RAS 61
V.4 Modélisation d'écoulement 61
V.4.1 Étapes de la simulation 61

V.5 Résultats de la simulation 65
V.6 Discussion des résultats 72
V.7 La Délimitation Des Zones Inondables 73
V.8 Études d'aménagement 76
V.8.1 Hypothèses de calcul 76
V.8.2 Les formules de dimensionnement des canaux 77
V.8.3 Choix des paramètres de dimensionnement 79
V.8.3.1 La pente du projet 79
V.8.3.2 Vitesse d'érosion 79
V.8.3.3 Revanche des canaux 79
V.8.4 Études des variantes 79
V.8.4.1 Première variante : Canal en Dur « Bétonnage » 79
V.8.4.2 Deuxième variante : Canal trapézoïdale en enrochement 86
V.8.4.3 Troisième variante : Canal en gabion 94
V.8.5. Choix de la variante d'aménagement 99
VI.9. Conclusion 106
CHAPITRE VI : Étude détaillée de la variante d'aménagement adoptée 107
VI.1. Introduction 108
VI.2. Définition d'un Mur de soutènement 108
VI.3. Constitution des Mur de soutènement 109
VI.4. Calcul de stabilité du mur 109
VI.4.1. Caractéristique du sol 110
VI.4.2. Bilan des forces 111
VI.4.3. Calcul de la stabilité au renversement 112
VI.4.4. Calcul de la stabilité au glissement 112
VI.4.5. Calcul de la stabilité au poinçonnement 113
VI.5. Ferraillage du rideau 114
VI.5.1. Moment à l'encastrement 115
VI.6. Ferraillage de la semelle ..... ….116
VI.7. Calcul de stabilité du mur (Cas d'un canal plein)……...117
VI.7.1 Bilan des forces……..….118
VI.7.2 Calcul de la stabilité au poinçonnement (Cas d'un canal plein)…….....119
VI.8. Ferraillage du rideau (Cas d'un canal plein)…….....120
VI.8.1 Moment à l'encastrement……..121

VI.9. Conclusion 125
CHAPITRE VII : Management de projet 126
IV.1. Introduction 127
IV.2. Devis quantitatif et estimatif du projet 127
IV.3. La Planification De Projet 128
IV.4. Techniques De La Planification 128
IV.4.1. Méthodes basées sur le réseau 128
IV.4.1.1. Définition du réseau 128
IV.4.1.2. Construction du réseau 128
IV.4.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) 129
IV.4.1.4. Méthode PERT (Program Evaluation and Review Technical) 129
IV.4.2. Méthodes basées sur le graphique 129
IV.5. Les Etapes De La Planification 129
IV.6. Choix De La Méthode De Calcul 129
IV.6.1. Les paramètres de la méthode C.P.M 130
IV.7. Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M 130
IV.7. Diagramme de Gantt 132
IV.8. Conclusion 132
Conclusion générale 133
Bibliographie 134

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1: Carte de localisation de la zone d'étude……..3

Figure I.2: Oued Bellaa……....4

Figure I.3: Image présente la fin d'Oued Bellaa……..4

Figure I.4: Evolution des concentrations des sédiments transportés en suspension et des débits liquides lors des crues enregistrées sur l'Oued Bellaa (de 1974 à 2007)……..…6

Figure I.5: Situation de la région d'étude (Oued Bellaa)…….7

Figure I.6: Précipitations moyennes mensuelles. Poste Bellaa RN 11 (1974/75 à 2006/07)…....9

Figure I.7: Variation interannuelle des précipitations : Poste Bellaa RN 11(1974/75 à 2006/07)…….....9

Figure I.8: Carte de zonage sismique de l'Algérie……....10

Figure I.9: Résultats des dommages causés par le séisme à Cherchell…….....11

Chapitre II :

Figure II.1: Levé topographique de l'oued Bellaa…….….13

Figure II.2: Carte topographique de la zone d'étude…….….14

Figure II.3: Carte des pentes du bassin versant d'Oued Bellaa……..15

Figure II.4: Risque = F (aléa, vulnérabilité)……...16

Figure II.4: Carte de vulnérabilité du bassin versant…….....16

Chapitre III :

Figure III.1: Délimitation du bassin versant…….……19

Figure III.2: Carte des altitudes du bassin versant de l'oued Bellaa…….…..….21

Figure III.3: Répartition et courbe hypsométrique du bassin d'oued Bellaa……...22

Figure III.4: Représentation graphique de la loi de Gumbel……..31

Figure III.5: Représentation graphique de la loi Log-normal……....32

Figure III.6: Représentation graphique de l'ajustement des 2 lois……...…34

Figure III.7: Courbes pluies-durées-fréquences (PDF)……....36

Figure III.8: Courbes intensités-durées-fréquences (IDF)…….....36

Figure III.9: L'ajustement de la série des débits maximal à la loi GUMBEL……...37

Figure III.10: L'ajustement de la série des débits maximal à la loi Log-normal……...38

Figure III.11: Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)…….40

Chapitre IV :

Figure IV.1: Carte géologique de la ville de Cherchell……..42

Figure IV.2: Carte géologique du bassin versant de l'oued Bellaa……...44

Figure IV.3: Abaque de plasticité de Casagrande……..…46

Chapitre V :

Figure V.1 : Schéma représente la pente……....49

Figure V.2: Canal naturel……...50

Figure V.3: Canaux artificiels……....50

Figure V.4: Écoulement permanent……...…51

Figure V.5: Écoulement non permanent……....…51

Figure V.6: Typologie des ressauts……....…54

Figure V.7: Interface de HEC-RAS 6.1.0…….... 55

Figure V.8: Importation des données géométriques dans HEC-RAS…….56

Figure V.9: Introduction du débit de projet ($Q_{100\ ans} = 203\ m^3/s$)……..…57

Figure V.10: Conditions aux limites……..…57

Figure V.11: Lancement de la simulation……....…58

Figure V.12: Fin de la simulation……..…58

Figure V.13: Profil en long simulé d'Oued Bellaa avec la ligne de la surface d'eau……....59

Figure V.14: Résultats de la simulation pour la station 3680…….…..59

Figure V.15: Résultats de la simulation pour la station 1718……....60

Figure V.16: Résultats de la simulation pour la station 1344……....60

Figure V.17: Résultats de la simulation pour la station 80…….…… .61

Figure V.18: la carte des zones inondables……...67

Figure V.19: La représentation cartographique des structures traversées par Oued El Bellaa……..……..69

Figure V.20: Cours d'eau Bétonné……..……...73

Figure V.21: Canal trapézoïdale en béton……..…...74

Figure V.22: Profile en travers des tronçons 1,2,3et 4 aménagés en béton……..…76

Figure V.23: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en béton qui fait partie du tronçon 1……...…..77

Figure V.24: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en béton qui fait partie du tronçon 4……...……..77

Figure V.25: Protection par enrochement avec géomembrane et sans…….……..79

Figure V.26: Canal en enrochement……..79

Figure V.27: Profile en travers des tronçons 1,2,3et 4 aménagés en enrochement……..…...82

Figure V.28: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en enrochement qui fait partie du tronçon 1……83

Figure V.29: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en enrochement qui fait partie du tronçon 2……83

Figure V.30: Gabions……...….....84

Figure V.31: Coupe en travers d'un canal en gabion…….……84

Figure V.32: Profile en travers d'oued El Bellaa aménagé en gabion……..86

Figure V.33: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en gabion qui fait partie du tronçon 1…….……....87

Figure V.34: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en gabion qui fait partie du tronçon 2…….....87

Figure V.35: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en gabion qui fait partie du tronçon 3…….88

Figure V.36: la carte des zones inondables après aménagement……106

Chapitre VI :

Figure VI.1: Mur de soutènement…….….95

Figure VI.2: Mur de soutènement en béton armé……..….96

Figure VI.3: Les forces exercées sur le mur…….…..97

Figure VI.4: Stabilité au renversement d'un mur de soutènement……..…99

Figure VI.5: Stabilité au glissement d'un mur de soutènement…….....99

Figure VI.6: Stabilité au poinçonnement d'un mur de soutènement……....101

Figure VI.7: Les chargement à l'ELU…….....101

Figure VI.8: Les dimensions du rideau…….…...102

Figure VI.9: Schéma statique résultant …….....104

Figure VI.10: Les chargements appliqués sur la console [A, B]…….106

Figure VI.11: Les chargements appliqués sur laconsole [C,D]…….. .107

Figure VI.12: Ferraillage du rideau et semelle ……..….109
Figure VI.13: Les forces exercées sur le mur (Cas d'un canal plein)…….117
Figure VI.14: Les chargement à l'ELU (Cas d'un canal plein)……..118
Figure VI.15: Ferraillage du rideau et semelle (Cas d'un canal plein)……...119

Chapitre VII :

Figure VII.1: Réseau à nœud……....115

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I.1: Chronologie des crues sélectionnées……..…4

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles dans la région d'Oued Bellaa……...7

Tableau I.3: Vitesse mensuelle moyenne du vent ……..… 7

Chapitre III :

Tableau III.1. Coordonnées de la courbe hypsométrique……..22

Tableau III.2. Calcul de la hauteur moyenne……..…..23

Tableau III.3. Classification du relief……...…24

Tableau III.4. Calcul la pente de Roche……...24

Tableau III.5. Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration……...27

Tableau III.6. Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant…….28

Tableau III.7. Caractéristiques de la station pluviométrique……....28

Tableau III.8. Pluies maximales journalières prise de la station 020319……..29

Tableau III.9. Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL……...30

Tableau III.10. Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon….31

Tableau III.11. Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal……...32

Tableau III.12. Comparaison des caractéristiques de la loi Log-normal et de l'échantillon……...32

Tableau III.13. Paramètres de test χ^2 pour les lois d`ajustement…….....33

Tableau III.14. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence……....34

Tableau III.15. Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences…….35

Tableau III.16. Débits maximaux prise de la station hydrométrique PONT RN 11 020323….37

Tableau III.17. Débits fréquentielles calculés……..38

Tableau III.18. Débits de crue pour différentes périodes de retour……...39

Chapitre IV :

Tableau IV.1. Caractéristiques de cisaillement……....45

Tableau IV.2. Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité…….46

Tableau IV.3. Quelques caractéristiques correspondant à la valeur du coefficient K……...46

Chapitre V :

Tableau V.1. Les différents types de ressaut…….....54

Tableau V.3. Principaux paramètres hydrauliques de l'Oued El Bellaa……62

Tableau V.4. Enjeux et zones inondables suivant l'objectif de protection…….....68

Tableau V.5. Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques…….71

Tableau V.6. Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident……..72

Tableau V.7. Revanches utilisées……..72

Tableau V.8. Analyse des caractéristiques de chaque tronçon en utilisant les résultats de la variante 1……...73

Tableau V.9. Epaisseurs des bétons de la variante 1……..74

Tableau V.10. Hauteurs de la variante 1……...74

Tableau V.11. Sections des bétons du canal de la variante 1……74

Tableau V.12. Volumes des bétons de la variante 1……..75

Tableau V.13. Devis quantitatif estimatif de la variante 1……75

Tableau V.14. Analyse des caractéristiques de chaque tronçon en utilisant les résultats de la variante 2……...78

Tableau V.15. Hauteurs de la variante 2……....80

Tableau V.16. Sections d'enrochement du canal de la variante 2…….....80

Tableau V.17. Volumes d'enrochement de la variante 2……....81

Tableau V.18. Sections du géotextile de la variante 2……....81

Tableau V.19. Devis quantitatif estimatif de la variante 2……...…..82

Tableau V.20. Caractéristique géométrique de la section gabionnée…….....85

Tableau V.21. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le premier tronçon (I=0.78%)……85

Tableau V.22. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le deuxième tronçon (I=0.76%)……85

Tableau V.23. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le troisième tronçon (I=0.68%)……85

Tableau V.24. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le quatrième tronçon (I=0.58%)…….....85

Tableau V.25. Devis quantitatif estimatif de la variante 3……....86

Tableau V.26. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 1……...89

Tableau V.27. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 2……...90

Tableau V.28. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 3……...91

Tableau V.29. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 4……...92

Chapitre VI :

Tableau VI.1. Un ordre de grandeur des valeurs des caractéristiques mécaniques φ et γ_t pour certains sols……...97

Tableau VI.2. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier……...102

Tableau VI.3. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier pour la console [A, B]……..108

Tableau VI.4. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier pour la console [C, D]……..108

Tableau VI.5. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier……121

Chapitre VII :

Tableau VII.1. Devis quantitatif estimatif du projet……...111

Tableau VII.2. Symboles des opérations et leurs temps d'exécution……..114

Tableau VII.3. Opération précède et succède…….114

Introduction générale

L'Algérie fait partie des pays qui font face à des phénomènes de crues et d'inondation qui se produisent de manière catastrophique, ce qui constitue une principale entrave au développement économique et social.

Ces catastrophes hydrologiques menacent régulièrement plusieurs régions du pays, dont les conséquences sont souvent amplifiées par une urbanisation anarchique qui entraîne une occupation des terres inondées et même des rives des cours d'eau.

L'interaction complexe de plusieurs éléments entraîne des risques d'inondation, qui résultent de la conjonction de facteurs topographique, géologique, hydrologique et météorologique. En analysant les événements catastrophiques qui ont eu lieu dans notre pays, il est évident que dans tous les bassins versants algériens, de vastes zones agricoles, des plaines et des agglomérations sont souvent submergées par la puissance des eaux des cours d'eau en crue.

L'objectif de cette étude est d'analyser un système de protection des bâtiments et des résidents de la région d'Oued El Bellaa, située dans la wilaya de Tipaza (commune de Cherchell), contre les crues de l'Oued El Bellaa. Souvent, ces crues entraînent des dommages matériels considérables (ruissellement urbain, débordement et défoncement des voiries), ainsi que la dégradation des infrastructures. Devant cette situation, la préservation de cette région est une des priorités des autorités publiques afin de mettre en place un aménagement qui protège cette zone de ce danger majeur.

Afin d'assurer une démarche fiable qui aboutit à un système d'aménagement invulnérable, il est nécessaire de mener une étude pour définir tous les paramètres inhérents qui contribuent à la formation des crues, tels que les paramètres hydrologiques qui déterminent les débits pour des fréquences spécifiques, des paramètres essentiels pour préserver les zones d'occupation du sol vulnérables.

L'objectif principal de cette étude est d'abord de recueillir les informations et les données officielles provenant des différents organismes publics concernés (ANRH, DHW, APC...) ainsi que d'autres sources non vérifiées provenant de personnes âgées locales. Ensuite, il est nécessaire de collecter et d'analyser les données de base, ainsi que de détecter de manière détaillée la zone concernée (état des lieux et relevé topographique...).

CHAPITRE I : Présentation De La Zone D’étude

I.1 Introduction

Notre étude portera sur oued El BELLAA, qui est l'un des affluents d'oued AIZER et oued SOURRAMANE. Ce dernier traverse la route nationale côtière 11 (N11) et que se termine jusqu'à la plage. L'objet de ce chapitre est :

Une connaissance générale des principales caractéristiques du bassin versant d'oued BELLAA. Cette partie sera donc avant tout descriptive et qualitative. Dans un premier temps, nous allons décrire globalement le bassin versant, en le situent géographiquement, en étudiant sa topologie et sa nature géologique. Ensuite, nous allons chercher à étudier plus précisément le cours d'eau qui sera traversé par notre ouvrage.

I.2 Situation géographique

Cherchell est une ville côtière de la mer Méditerranée avec une bande côtière de 26 Km, elle est située dans la région Nord du centre Algérien à environ 90 km à l'ouest d'Alger, à 20 km à l'ouest de Tipaza. Oued El Bellaa est situé à l'entrée est de la ville de Cherchell, dont elle est distante de 2,5 km. Bassin du côtier algérois, faisant partie de la wilaya de Tipaza, il est situé à une centaine de kilomètres à l'Ouest de la capitale Alger. Il est situé entre 2°9′ 33,84″ et 2°16′ 1,2″ de longitude Est et entre 36°30′ 7,56″et 36°36′ 41,76″ de latitude Nord.

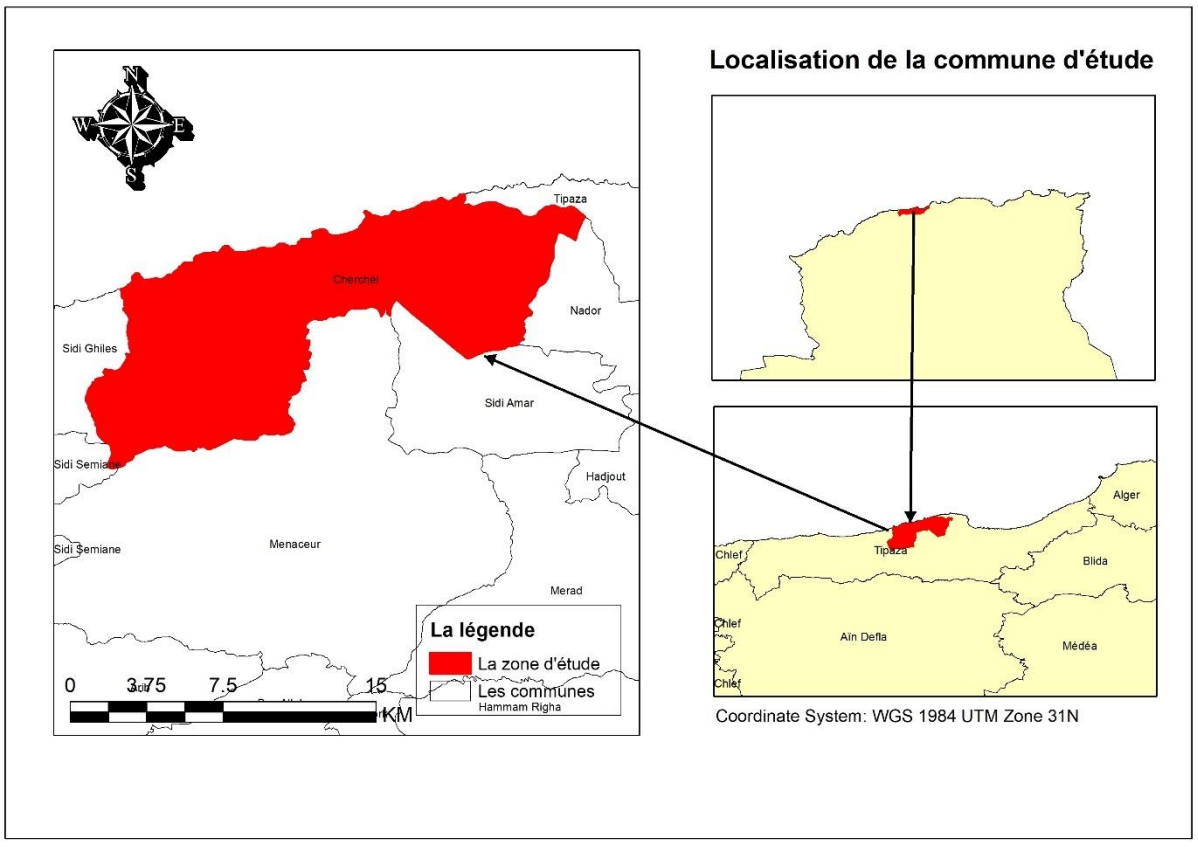


Figure I.1: Carte de localisation de la zone d'étude



Figure I.2: Oued Bellaa

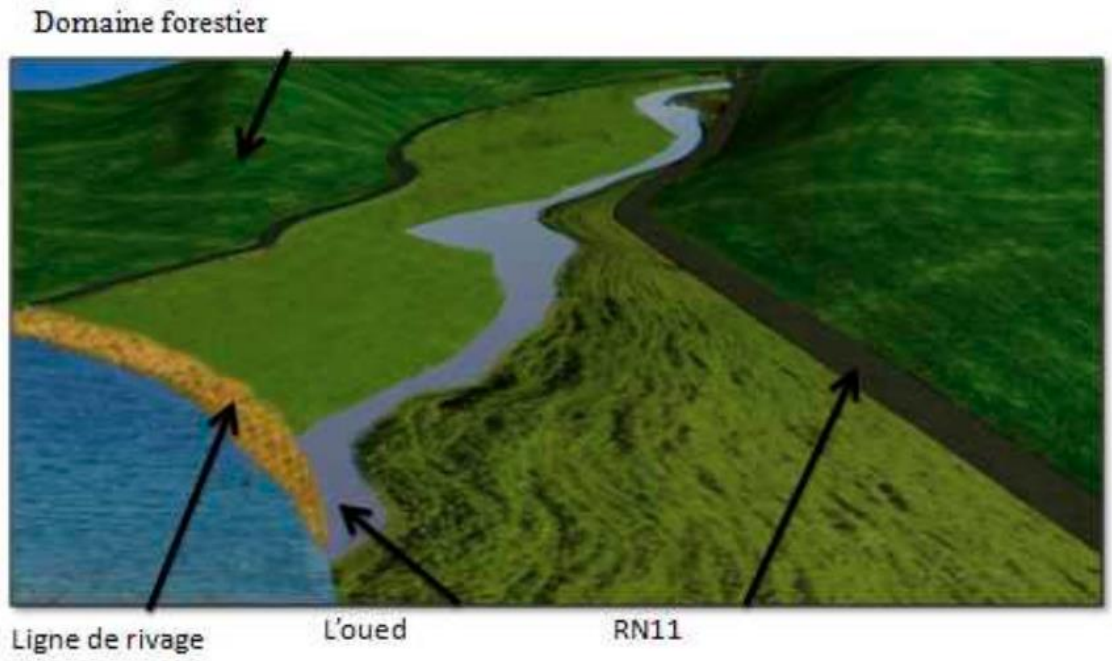


Figure I.3: Image présente la fin d'Oued Bellaa

I.3 Historique des inondations survenues à Oued Bellaa

Tableau I.1: Chronologie des crues sélectionnées

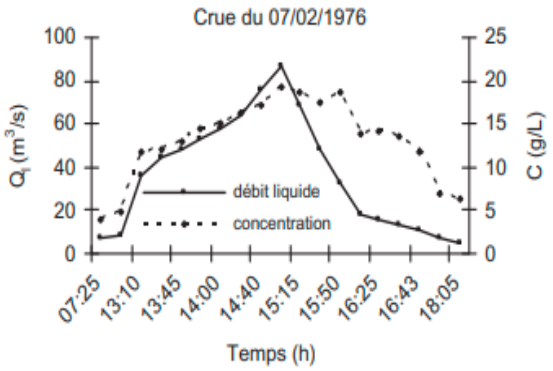
Crue	Date de la crue
1	7 février 1976
2	20 septembre 1979
3	15 novembre 1979
4	5 mars 1980
5	16–17 décembre 1980
6	10 octobre 1984
7	29 décembre 1984
8	8 mars 2007

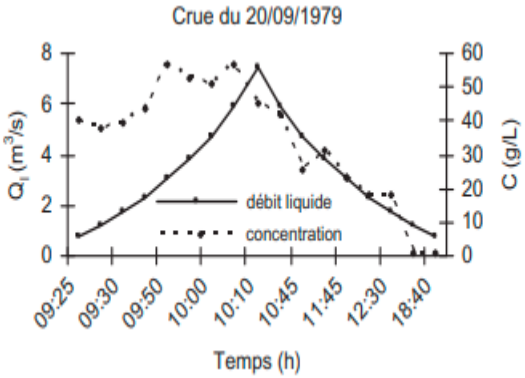
Le terme de crue fait référence à un événement hydrologique complet, avec une montée de crue et une décrue. Elles ont été choisies sur la base des critères suivants :

La réalisation d'un hydrogramme complet et non complexe.

La prise en compte des fortes et faibles crues.

Le turbidigramme est bien suivi.





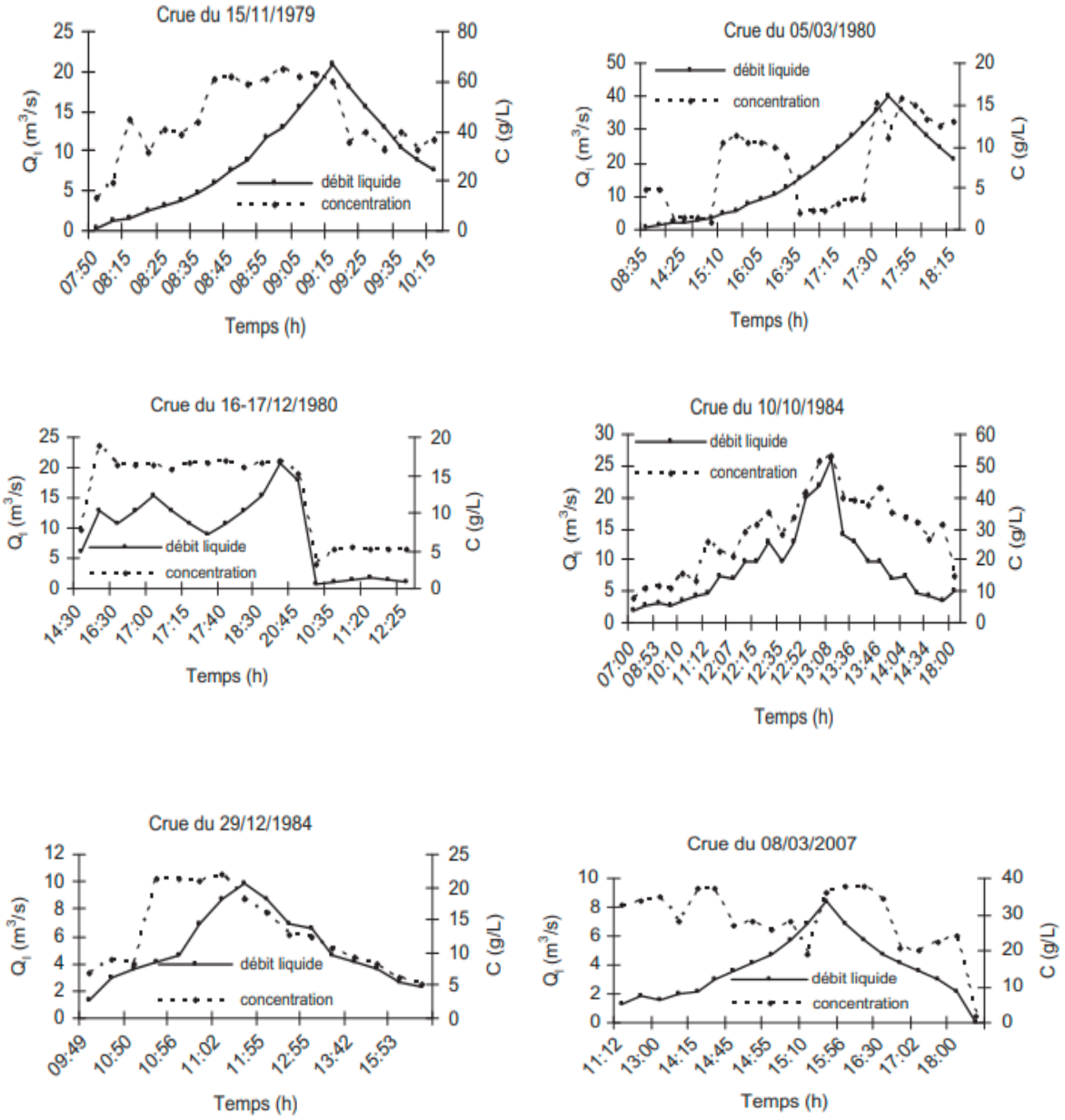


Figure I.4: Evolution des concentrations des sédiments transportés en suspension et des débits liquides lors des crues enregistrées sur l'Oued Bellaa (de 1974 à 2007) [1]

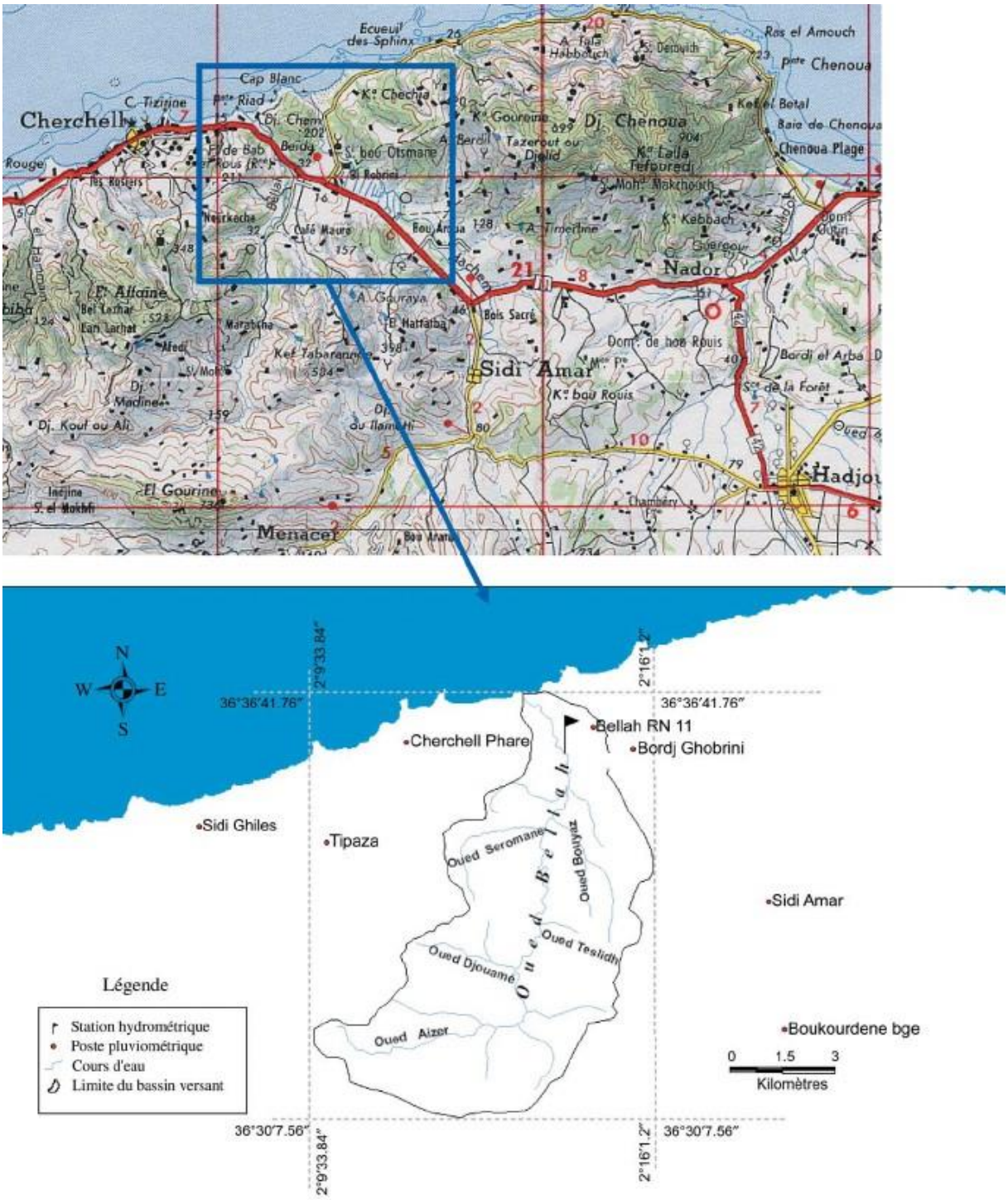


Figure I.5: Situation de la région d'étude (Oued Bellaa) [1]

I.4 Caractéristique de la zone d'étude

I.4.1 La température

Elles varient entre 31°C pour les mois chauds de l'été (Juillet, Août) à 7,5°C pour les mois les plus froids (Décembre à Février).

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles dans la région d'Oued Bellaa

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
M(C°)	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31	29.2	33.0	28.2	19.0	14.5
m(C°)	8.5	7.5	7.7	13.0	14.0	18.0	25.5	24	15	15	11	7.3
Tmoy(C°)	11.65	10.05	13.45	17	16.9	23.15	28.25	26.6	24	21.6	15	10.9

M : température moyenne maximale du mois

m : température moyenne minimale du mois

Tmoy : température moyenne mensuelle

I.4.2 Les vents dominants

Les vents du Nord-Est sont les plus fréquents durant l'année.

Tableau I.3. Vitesse mensuelle moyenne du vent

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Vent (m/s)	1.5	2.0	3.4	3.0	3.1	3.2	2.8	2.7	3.30	2.3	2.9	2.6

I.4.3 La pluviométrie

Les mois les plus pluvieux sont novembre (85 mm) et décembre (89 mm). Le bassin reçoit entre 300 et 700 mm de pluie par an avec une moyenne interannuelle de 519 mm pour une période allant de 1974/75 à 2006/07. [1]

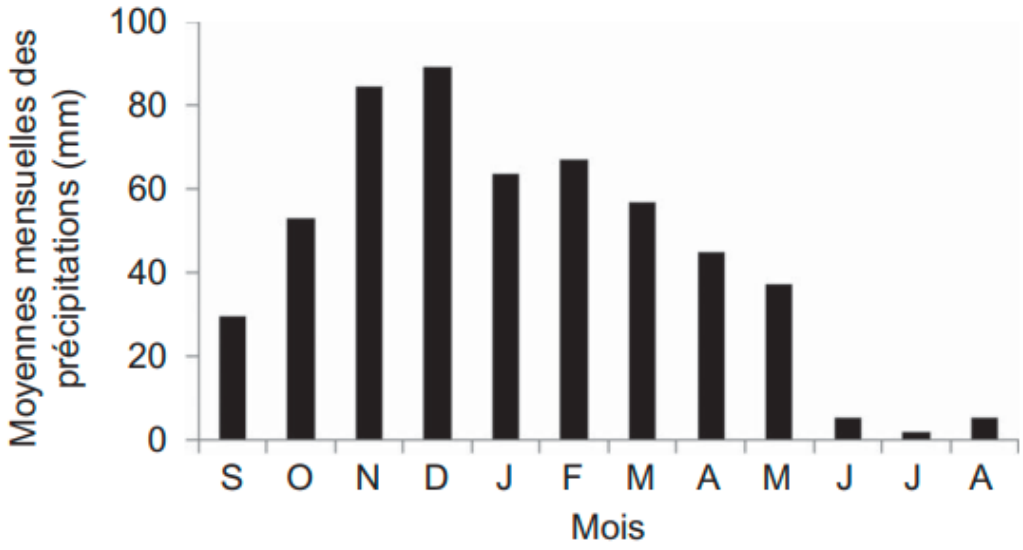


Figure I.6: Précipitations moyennes mensuelles. Poste Bellaa RN 11 (1974/75 à 2006/07) [1]

Le climat du bassin versant de l'Oued Bellaa est de type semi-aride, humide et froid en hiver et sec et chaud en été.

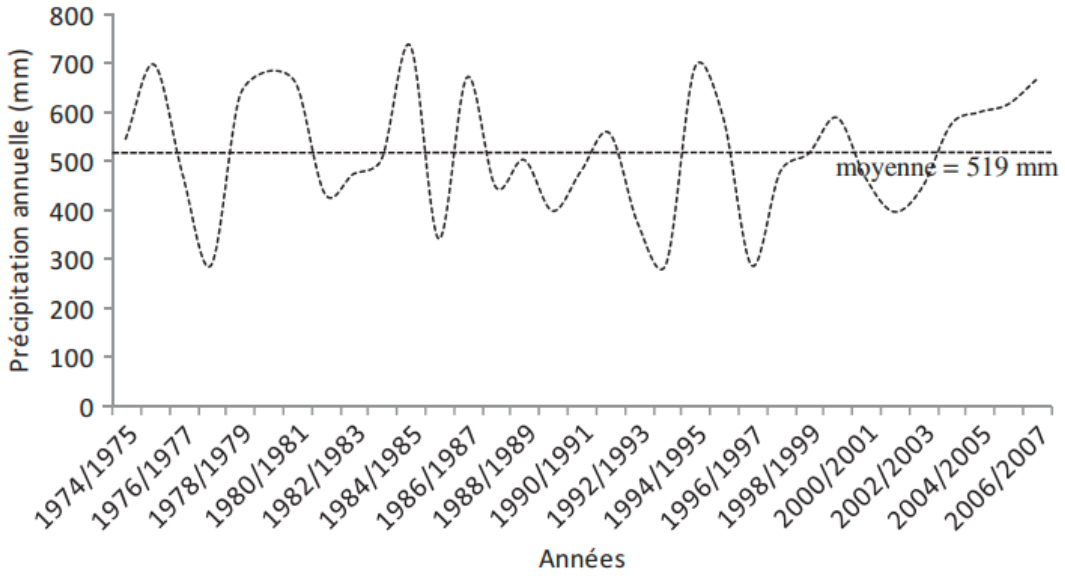


Figure I.7: Variation interannuelle des précipitations : Poste Bellaa RN 11

(1974/75 à 2006/07) [1]

I.4.3 Les sols

Les principaux types de sol dans le bassin versant d'oued Bellaa sont les sols alluviaux, dans la vallée de l'Oued Bellah et les sols calcaires dans la plus grande partie du bassin versant. Les potentialités forestières sont importantes. Cependant, la majorité des formations forestières sont à l'état de maquis donc dégradées, qu'il conviendrait de densifier et d'aménager afin de renforcer la stabilité physique du bassin. [1]

I.4.4 La sismicité

La ville de Cherchell est située dans une zone sismiquement active, où la magnitude des tremblements de terre peut atteindre 8 sur l'échelle de Richter.

La ville coloniale est bâtie sur un recouvrement alluvionnaire qui pourrait focaliser et amplifier les signaux sismiques entrainant ainsi des dégâts très importants. [2]

Notre site d'intervention la $3^{ème}$ zone, on doit donc prendre en considération le facteur sismique et le choix de la structure adéquate.

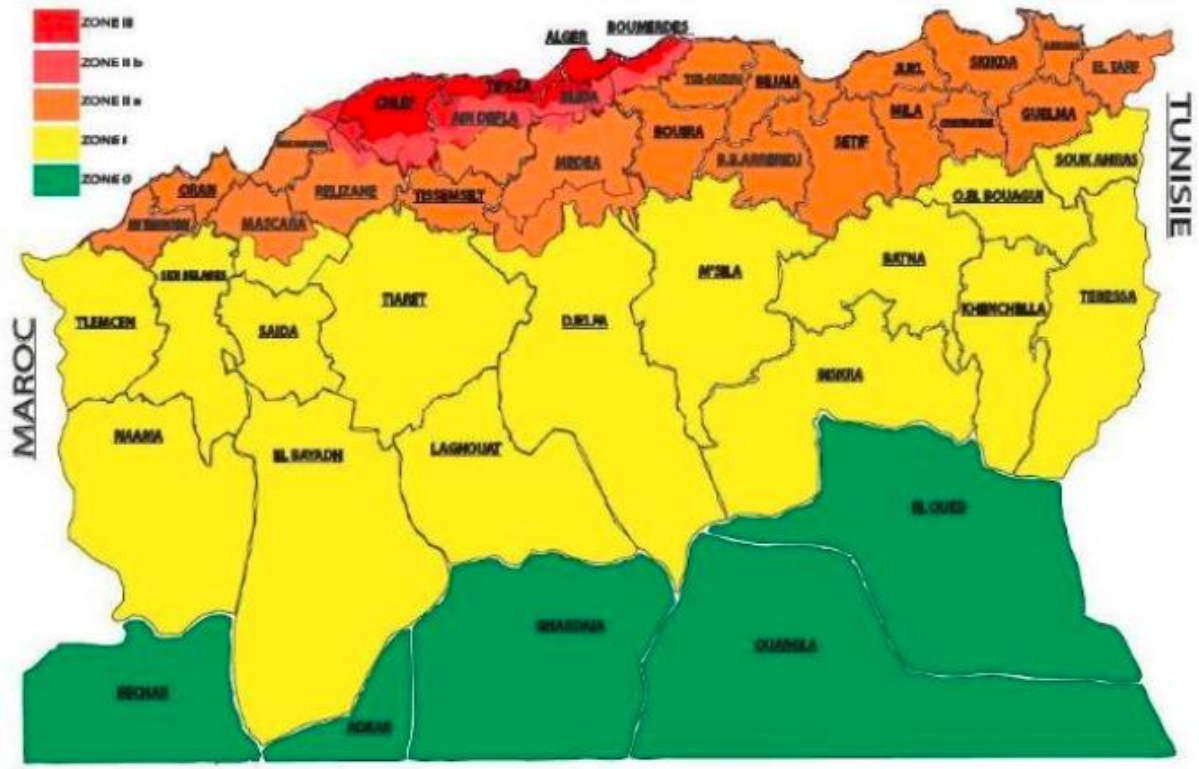


Figure I.8: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA,2008)



Figure I.9: Résultats des dommages causés par le séisme à Cherchell [2]

I.5 Conclusion

Oued Bellaa est l'un des principaux cours d'eau qui traverse la ville de Cherchell. Le régime de ce cours d'eau, qui peut être très élevé pendant la saison des pluies, se forme dans les montagnes environnantes, comme les Monts Chenoua à l'est et Bou-Maad au sud, et se déverse dans la mer. Ce cours d'eau présente un débit constant de 5 à 10 m^3/h pendant la saison sèche.

CHAPITRE II : Étude Topographiques

II.1 Introduction

La topographie joue un rôle central dans l'élaboration des modèles numériques et dans leur précision, la constitution des données topographiques indispensables à la modélisation hydraulique présente toujours une part très importante du coût global de la modélisation (jusqu'à 50 % de ce coût). La construction du modèle consiste en succession de profils topographiques en travers du lit mineur et du lit majeur, choisis de façon à bien représenter la géométrie de ces lits, raisons pour laquelle on retient des profils plus serrés à proximité des obstacles (ponts, remblais, etc). La précision et la densité des données topographiques conditionnent en majeure partie l'incertitude des résultats des calcules hydrauliques.

II.2 Études topographiques

Les données topographiques sont importantes pour la détermination des solutions à adopter pour la réalisation des travaux, pour l'estimation des coûts de réalisation et pour l'élaboration des variantes et des plans d'exécution.

Un levé topographique de la zone d'étude a été réalisé, comme illustré dans la figure ci-dessous :

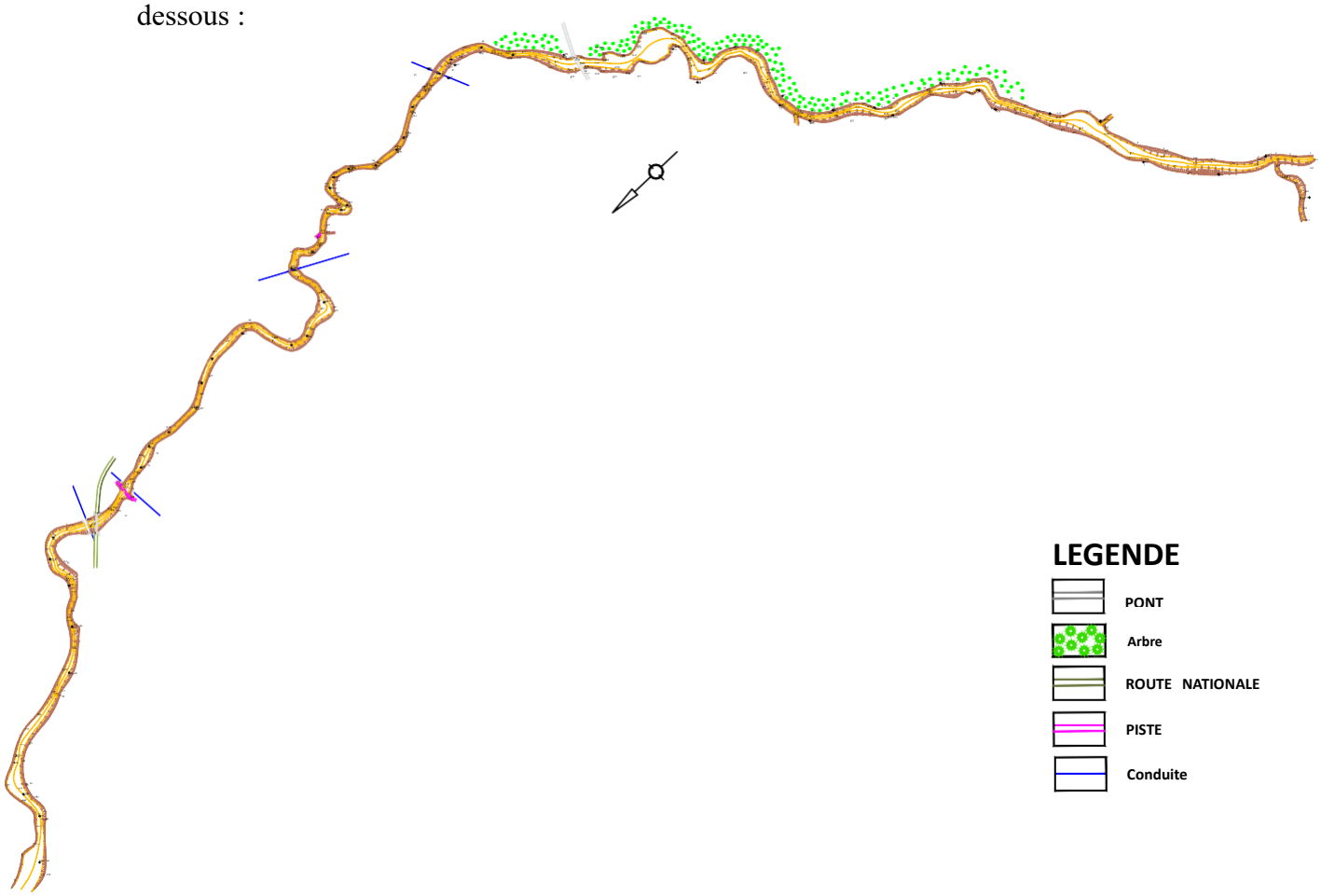


Figure II.1: Levé topographique de l'oued Bellaa, extrait à l'échelle 1/2500.



Figure II.2: Carte topographique de la zone d'étude, extrait à l'échelle 1/25000

II.3 Topographie du bassin versant

Le bassin versant de l'Oued Bellaa est de type montagneux. Les pentes supérieures à 12,5% occupent dans le bassin versant une grande place, tandis que les pentes inférieures à 12,5% occupent le reste du bassin. Le pourcentage des terres sur les pentes de 0 à 3% est très faible correspondant aux plaines littorales situées à l'aval de l'oued.

La zone d'étude est constituée par des terrains stables à instables malgré la prédominance des pentes fortes supérieures à 12,5%. Ceci s'explique par la dominance d'un substrat résistant et moyennement résistant aux agents érosifs.

La figure suivante présente la carte des pentes du bassin versant :

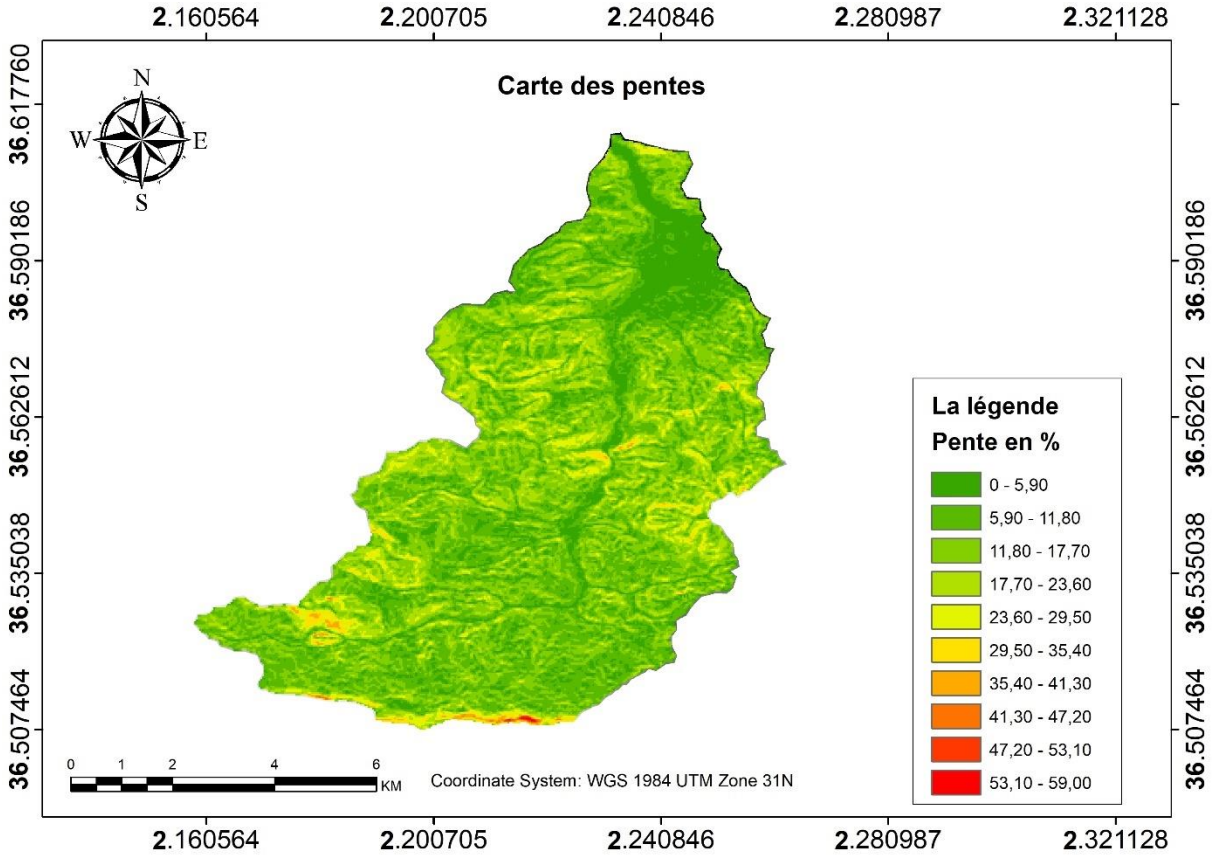


Figure II.3: Carte des pentes du bassin versant d'Oued Bellaa

II.4 Vulnérabilité du bassin versant

La vulnérabilité (ou enjeux), liée à la présence de population ou au degré potentiel d'endommagement des biens et de perturbation des activités susceptibles d'être affectés par la submersion. La vulnérabilité à l'aléa présente de nombreuses caractéristiques communes parce que l'aléa est le plus souvent caractérisé par une intensité (traduisent l'importance de la submersion en termes de hauteur, vitesse au durée), est par une occurrence temporelle et spatiale. La probabilité d'occurrence temporelle dépend de facteurs déclanchement comme la pluie. Elle peut être estimée qualitativement (négligeable, faible, forte) ou quantitativement (temps de retour 10 ans, 30 ans, 10 ans).

La création de la carte de vulnérabilité se limite très souvent à une cartographie basée sur une distinction des différents modes d'occupation du sol en fonction de leur plus ou moins grande tolérance aux inondations.

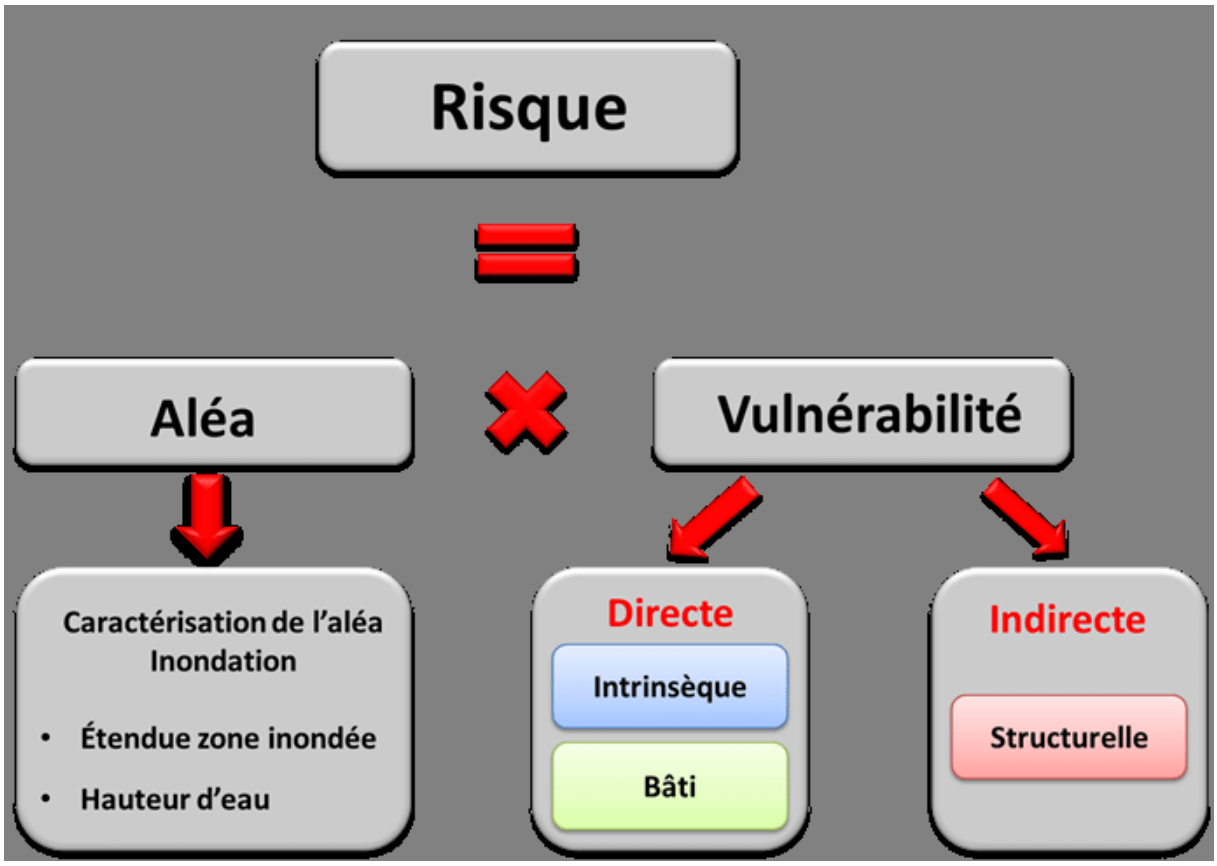


Figure II.4: Risque = F (aléa, vulnérabilité)

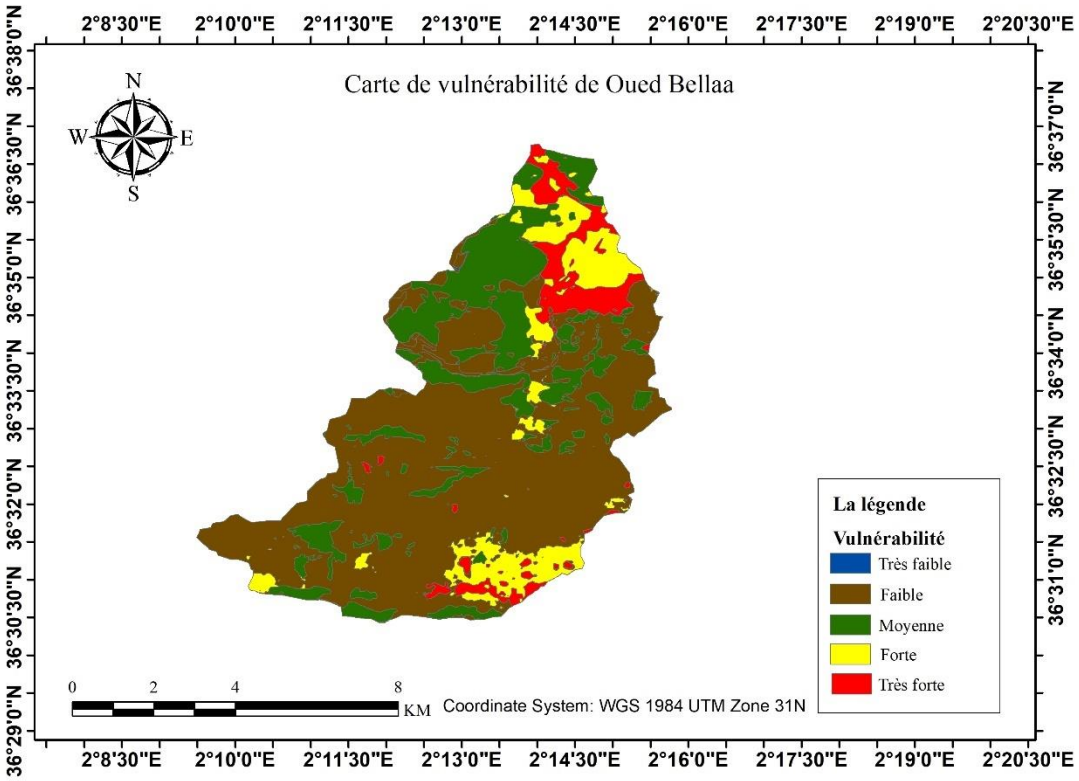


Figure II.4: Carte de vulnérabilité du bassin versant

II.5 Conclusion

L'objectif principal de l'analyse topographique est de créer les documents indispensables pour l'aménagement du cours d'eau, ce qui permettra d'abord de déterminer l'adéquation topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, son intensité varie spatialement et temporairement. Les conséquences qu'elle engendre en milieu naturel sont moindre tant dis qu'en milieu urbain, on ne peut jamais prévoir quelles ampleurs peuvent atteindre les dégâts humains et matériels entrainés par les inondations qui se procrées.

Le risque ne se limite pas à l'inondation : le risque implique qu'un phénomène à la probabilité de survenance et à l'intensité - l'aléa - soit susceptible, en se produisant, de causer des dommages. Il est donc nécessaire que l'homme occupe la zone inondable. Cependant, l'ampleur des enjeux – population, logement, équipement... – ne suffit pas à expliquer à elle seule la gravité éventuelle de la catastrophe. Elle dépend aussi de la vulnérabilité de ces enjeux, c'est-à-dire de leur capacité à être détruits.

CHAPITRE III : Étude Hydrologique

III.1 Introduction

Grâce à l'analyse du bassin versant de l'oued Bellaa, il est possible de définir la zone en ce qui concerne l'écoulement des eaux de pluie en se basant sur la géomorphologie et le type de réseau hydrographique correspondant. Sur une carte, il est nécessaire de tracer d'abord la surface du bassin versant, puis de déterminer le réseau hydrographique et les différents types de sols.

La superficie est calculée en utilisant la planimétrie pour délimiter le bassin versant sur les cartes ou les photos aériennes. Il s'agit d'une délimitation qui suit la ligne de partage des eaux. L'écoulement est influencé par la forme du bassin. Effectivement, un bassin plus étroit présentera une réponse plus rapide par rapport à un autre bassin plus large, à même les autres caractéristiques.

III.2 Bassin versant

III.2.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

Le bassin est contrôlé par la station hydrométrique Pont RN 11 (coordonnées Lambert (X =458,65m ; Y = 367,50 m)).

Le bassin versant est délimité à l'échelle de 1/100000, comme illustré dans la figure ci-dessous:

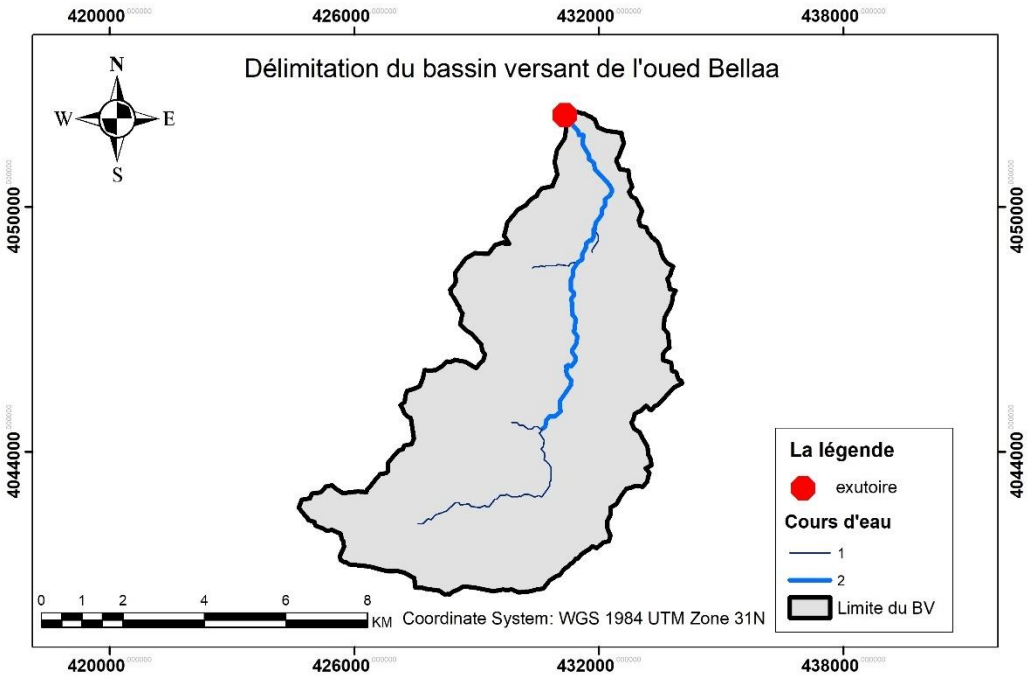


Figure III.1: Délimitation du bassin versant

III.2.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

Surface du bassin versant : S=54.77 km^2

Périmètre du bassin versant : P= 39.60 km

Longueur du talweg principal : 16 km

Altitude du bassin versant :

Altitude maximale 710 m

Altitude minimale 0 m

L'altitude moyenne du bassin est de 243.30 m

La pente moyenne de l'oued : $I_0 = 12.95\%$

III.2.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

III.2.3.1 Indice de compacité

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est définit comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \quad \text{..... (III.1)}$$

Tel que $P_c = 2\pi R_c$ et $S = \pi {R_c}^2$ d'où $R_c = \sqrt[2]{\frac{S}{\pi}}$ on remplace $P_c = 2\pi\left(\sqrt[2]{\frac{S}{\pi}}\right)$ on aura :

$$K_c = \frac{P}{2\pi\left(\sqrt[2]{\frac{S}{\pi}}\right)} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} = \frac{0.28\times 39.60}{\sqrt{54.77}} = 1.50$$

Avec :

K_c: Indice de compacité (sans dimension)

S : Surface du bassin versant [km^2]

P : Périmètre du bassin versant [km]

Pc : Périmètre du cercle [km]

D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

K_c= 1 : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

K_c= 1,12 Lorsque le bassin est carré.

K_c> 1,12 Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons K_c= 1.50, Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est allongée.

III.2.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{{L_{cp}}^2}{S} \quad \text{..... (III.2) [3]}$$

Avec :

L_{cp} : La longueur du talweg principal.

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons ; $K_p = \frac{(16)^2}{54.77} = 4.67$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

III.2.3.3 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad \text{..... (III.3) [4]}$$

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

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right) \text{..... (III.4) [4]}$$

L= 16.32 km ; l=3.35 km

III.2.4 Hypsométrie du bassin versant

III.2.4.1 Relief

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau II.1. La courbe hypsométrique est donnée par la figure III.3.

Dans la description du bassin versant, la répartition hypsométrique est aussi présentée, montrant la fraction ou le pourcentage de la surface comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

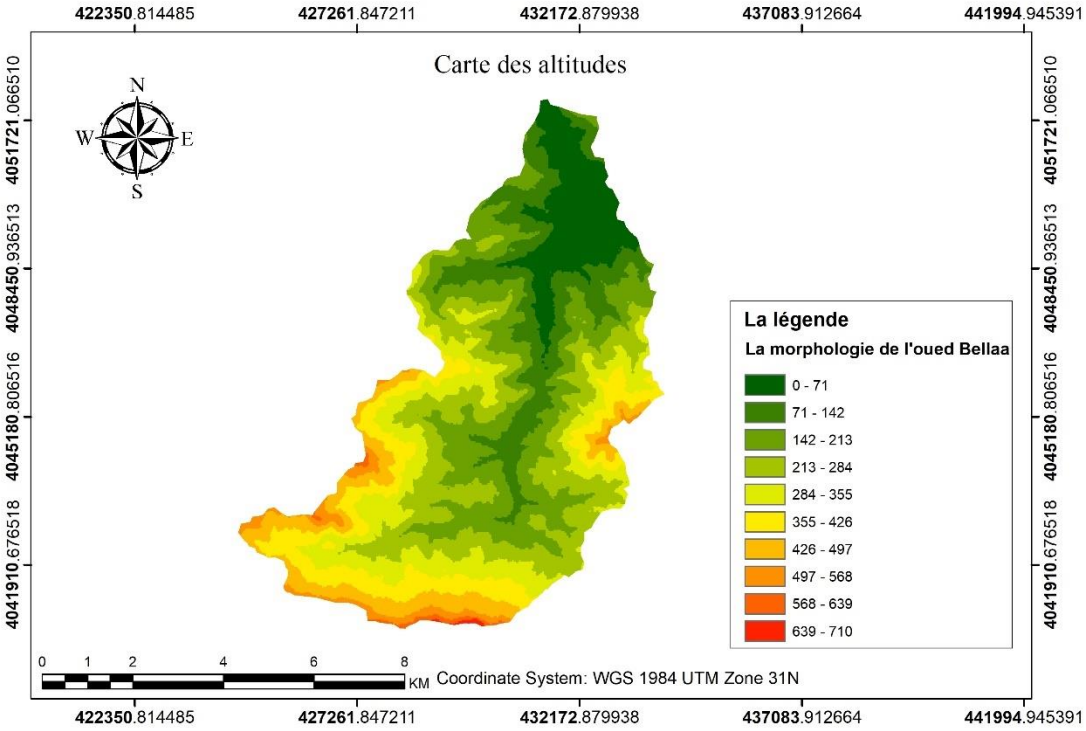


Figure III.2: Carte des altitudes du bassin versant de l'oued Bellaa

Tableau III.1. Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation (m)	Elévation moyenne (m)	Surface entre courbe		Surface cumulées		Hi.Si
		Si (Km²)	Si (%)	Si (Km²)	Si (%)	
710- 639	674,5	0,06	0,11	0,06	0,11	40,47
639- 568	603,5	0,28	0,51	0,34	0,62	168,98
568- 497	532,5	1,35	2,47	1,69	3,09	718,88
497- 426	461,5	4,10	7,49	5,79	10,57	1892,15
426- 355	390,5	6,03	11,01	11,82	21,59	2354,72
355- 284	319,5	7,93	14,48	19,75	36,07	2533,64
284- 213	248,5	11,04	20,16	30,79	56,23	2743,44
213- 142	177,5	11,08	20,23	41,87	76,46	1966,70
142- 71	106,5	7,20	13,15	49,07	89,61	766,80
71 - 0	35,5	5,69	10,39	54,76	100,00	202,00
		54,76	100,00			

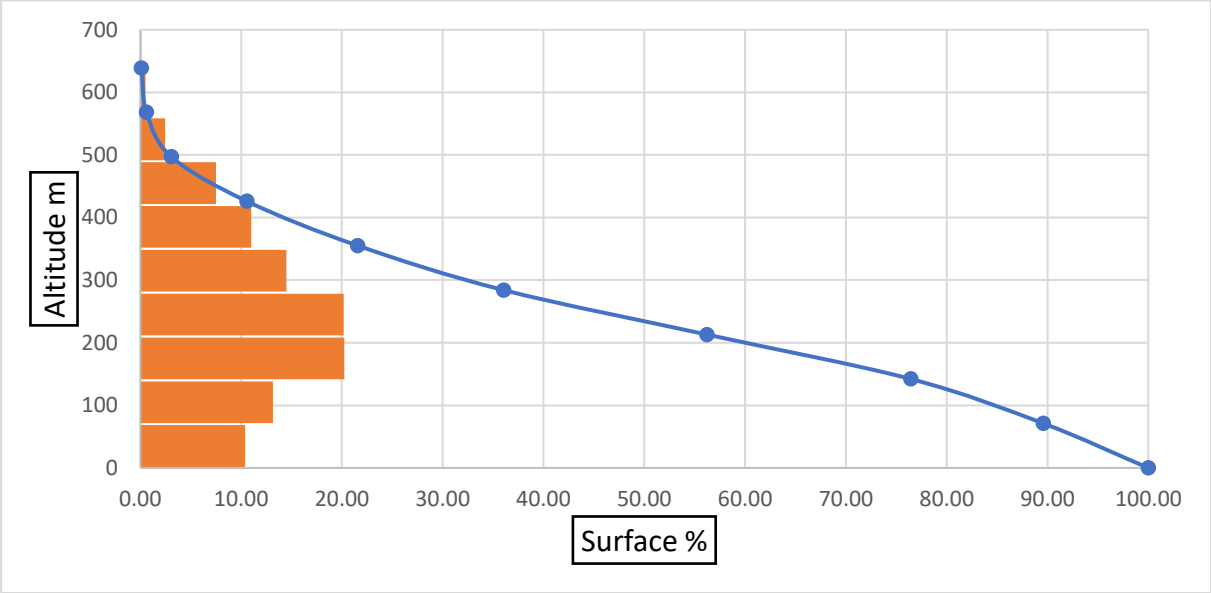


Figure III.3: Répartition et courbe hypsométrique du bassin d'oued Bellaa

Selon la courbe hypsométrique du bassin, nous pouvons tirer les différentes altitudes comme illustré dans le tableau ci-dessous :

Altitudes	Valeur (m)
$H_{5\%}$	479
$H_{50\%} ou\ H_{médiane}$	236
$H_{95\%}$	33

Altitude moyenne :

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule II.5.

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i H_i}{S} \quad \text{..... (III.5) [4]}$$

Avec :

H_i: Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives.

S_i: Surface partielle comprise entre deux courbes consécutives.

S: Surface totale du bassin versant.

Tableau III.2. Calcul de la hauteur moyenne

Hi	Si	Hi.Si
674,5	0,06	40,47
603,5	0,28	168,98
532,5	1,35	718,88
461,5	4,1	1892,15
390,5	6,03	2354,72
319,5	7,93	2533,64
248,5	11,04	2743,44
177,5	11,08	1966,70
106,5	7,2	766,80
35,5	5,69	202,00
	Total	13387,76

$$H_{moy} = \frac{13387,76}{54,77} = 244,43 \text{ m}$$

Indice de pente globale :

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique,I_g est donnée par la formule II.6.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{(III.6) [4]}$$

Avec :

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

L : Longueur du rectangle équivalent (Km)

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{497 - 33}{16,32} = 28,43 \text{ m/Km}$$

$$I_g = 28,43 \text{ m/Km}$$

La dénivelée spécifique D_s :

La dénivelée spécifique D_s est le produit de l'indice de pente global par la racine carrée de la superficie du bassin qui est homogène à une longueur et s'exprime en mètres. D_s est donnée par la formule II.7.

$$D_s = I_g \times A^{1/2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.7)}$$

Avec :

A : Superficie du bassin en Km^2

$$D_s = 28{,}43 \times \sqrt{54{,}77} = 210.40m$$

Tableau III.3. Classification du relief

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

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est assez fort (100 <$D_s = 210{,}40\ m$< 250 m)

Indice de pente de Roche :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes des H_i et H_{i-1}. Il est donné par la formule II.7.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_{cp}}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.8) [4]}$$

Avec :

L : Longueur du bassin versant (m)

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

Tableau III.4. Calcul la pente de Roche

$H_i\ (m)$	$H_i - H_{i-1}\ (m)$	$S_i(\%)$	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
710			
639	71	0,11	2,79
568	71	0,51	6,03
497	71	2,47	13,23
426	71	7,49	23,06
355	71	11,01	27,96
284	71	14,48	32,07
213	71	20,16	37,83
142	71	20,23	37,90
71	71	13,15	30,55
0	71	10,39	27,16
		Total	238,58

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{10} \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} = 1{,}87\%$$

Indice de pente moyenne :

La vitesse à laquelle l'eau atteint l'exutoire de bassin est influencée par la pente moyenne de l'oued, ce qui entraîne le temps de concentration. Ainsi, l'influence de cette variable sur le débit observé est significative. Le débit superficiel est encouragé et accéléré par une pente élevée, tandis qu'une pente douce ou nulle permet à l'eau de pénétrer lentement, dans le sol entièrement ou en partie.

$$I_{pm} = \frac{Hmax - Hmin}{L} \quad \text{..... (III.9)}$$

Avec :

H_{max}, H_{min}: hauteur maximale et minimale (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

$$I_{pm} = 43{,}50\ \text{m/Km} = 0{,}04350\ \text{m/m}$$

Pente de bassin versant :

$$I_{BV} = \frac{Hmax - Hmin}{Lcp} \quad \text{..... (III.10)}$$

Avec :

H_{max}, H_{min}: hauteur maximale et minimale (m).

L_{cp}: longueur de talweg (km).

$$I_{BV} = 44{,}38\ \text{m/Km} = 0{,}04438\ \text{m/m}$$

III.3 Le réseau d'écoulement

III.3.1 Densité de drainage D_d

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs (L_i) du bassin versant, à la surface totale (S).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \quad \text{(III.11) [4]}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^{n} L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (Km)

S : Surface du bassin versant en Km^2

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{7} L_i}{S} = \frac{17{,}55}{54{,}77} = 0{,}32\ \text{Km/Km}^2$$

III.3.2 Temps de concentration du bassin versant t_c

Les formules empiriques suivantes permettent d'estimer le temps de concentration :

Formule de GIANDOTTI (1937)

Est donnée par :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5L_{cp}}{0{,}8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{(III.12)}$$

Avec ;

t_c: Temps de concentration en heure (h).

L_{cp} : Longueur de cours d'eau principal (Km).

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

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

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

D'où ; $t_c = 4{,}29$ h

Formule de VENTURA

Est donnée par :

$$t_c = 7{,}62 \times \left(\frac{S}{I_{BV}}\right)^{0{,}5} \quad \text{(III.13)}$$

Avec ;

t_c: Temps de concentration en min.

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

I_{BV} : Pente de bassin versant en m/m.

D'où ; $t_c = 267{,}69 \text{ min} = 4{,}46 \text{ h}$

Formule de PASSINI

Est donnée par :

$$t_c = 0{,}14 \times \frac{(S \times L_{cp})^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{I_{BV}}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.14)}$$

Avec ;

t_c: Temps de concentration en min.

S : Surface du bassin versant (Ha).

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

I_{BV} : Pente de bassin versant en m/m.

D'où ; $t_c = 295{,}18 \text{ min} = 4{,}92 \text{ h}$

Tableau III.5. Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisé	t_c: Temps de concentration en heure (h)
Formule de GIANDOTTI	4,29
Formule de VENTURA	4,46
Formule de PASSINI	4,92

Les formulations employées sont celles qui sont recommandées pour le Nord algérien, elles nous fournissent des résultats variés, et la valeur de temps de concentration choisie est la valeur minimale des valeurs approches.

Donc, on prend la valeur qui est estimée par la formule de GIANDOTTI **t_c=4,29 h**

III.3.3 Vitesse de ruissellement V_r

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

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.15)}$$

Avec ;

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h)

L_{cp} : Longueur de cours d'eau principal (Km)

t_c: Temps de concentration en (h)

D'où : $V_r = 3{,}73\ Km/h$

Tableau III.6. Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Caractéristiques	Notation	Unité	Valeur
Surface	S	Km^2	54.77
Périmètre	P	Km	39.60
Longueur du talweg principal	L_{cp}	Km	16
Indice de compacité	K_c	/	1.50
Coefficient d'allongement	K_p	/	4.67
Longueur	L	Km	16.32
Largeur	l	Km	3.35
Altitude maximale	H_{max}	m	710
Altitude moyenne	H_{moy}	m	244.43
Altitude médiane	$H_{50\%}$	m	236
Altitude minimale	H_{min}	m	0
Altitude 5%	$H_{5\%}$	m	497
Altitude 95%	$H_{95\%}$	m	33
Indice de pente globale	I_g	m /Km	28.43
Indice de pente de Roche	I_p	%	1.87
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m /Km	43.50
Pente de bassin versant	I_{BV}	m /Km	44.38
Densité de drainage	D_d	Km/Km²	0.32
Temps de concentration	t_c	h	4.29
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	3.73

III.4 Etudes des crues

En hydrologie, l'analyse fréquentielle est une approche statistique de prédiction qui utilise des calculs probabilistes en se référant à l'historique des événements pour prédire les fréquences d'apparitions suivantes. En règle générale, la mesure des crues repose sur les relevés hydrométriques, quand ils sont disponibles sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. En l'absence de ces dernières, des modèles et des formules empiriques sont utilisables en fonction de la pluviométrie. Ces modèles sont influencés par la précipitation et le manque.

III.4.1 Précipitation maximale journalière

On a sélectionné la série des précipitations maximales quotidiennes enregistrées à la station pluviométrique 020319 comme la plus représentative des précipitations maximales quotidiennes pouvant se produire dans la zone d'étude.

Tableau III.7. Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	X	Y	Z	Année de service
BELLAH RN 11	020319	458.8	367.55	20	1973/2016

Source : A.N.R.H

III.4.1.1 Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1) Classer la série des précipitations par ordre croissant.

2) Calculer la fréquence expérimentale.

3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.

4) Ajuster graphiquement la loi choisie.

5) Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III.8. Pluies maximales journalières prise de la station (020319)

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1973	62,6	1995	70
1974	44,5	1996	35,2
1975	71,6	1997	52,3
1976	40,1	1998	47,4
1977	52,2	1999	60,5
1978	67,1	2000	55,9
1979	48,5	2001	58,3
1980	42,8	2002	26,8
1981	50,8	2003	42,5
1982	131	2004	46,7
1983	50,3	2005	87,8
1984	73,1	2006	58,7
1985	20	2007	83,9
1986	60,9	2008	38,8
1987	101,3	2009	49,1
1988	45,4	2010	54,2
1989	47,3	2011	64,7
1990	38,4	2012	113
1991	66,2	2013	27,2
1992	39,2	2014	20
1993	41,3	2015	33,7
1994	62,3	2016	55,6

(Source ANRH)

III.5 Choix de la loi d’ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d’ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

La loi de probabilité.

La taille de l'échantillon.

Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d’ajustement choisies sont :

La loi de GUMBEL (droite de HENRY).

La loi de log-normale (droite de GALTON).

III.5.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L’ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l’aide du logiciel « HYFRAN » comme le montre la (Figure III.4).

Tableau III.9. Résultat de l’ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie maximale journalière (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	206	25.8	155-256
2000	0.9995	178	21.4	136-219
1000	0.9990	165	19.5	127-204
200	0.9950	137	15.1	108-167
100	0.9900	125	13.2	99.2-151
50	0.9800	113	11.4	90.7-135
20	0.9500	96.8	8.89	79.3-114
10	0.9000	84.2	7.04	70.4-98.0
5	0.8000	71.1	5.21	60.9-81.3

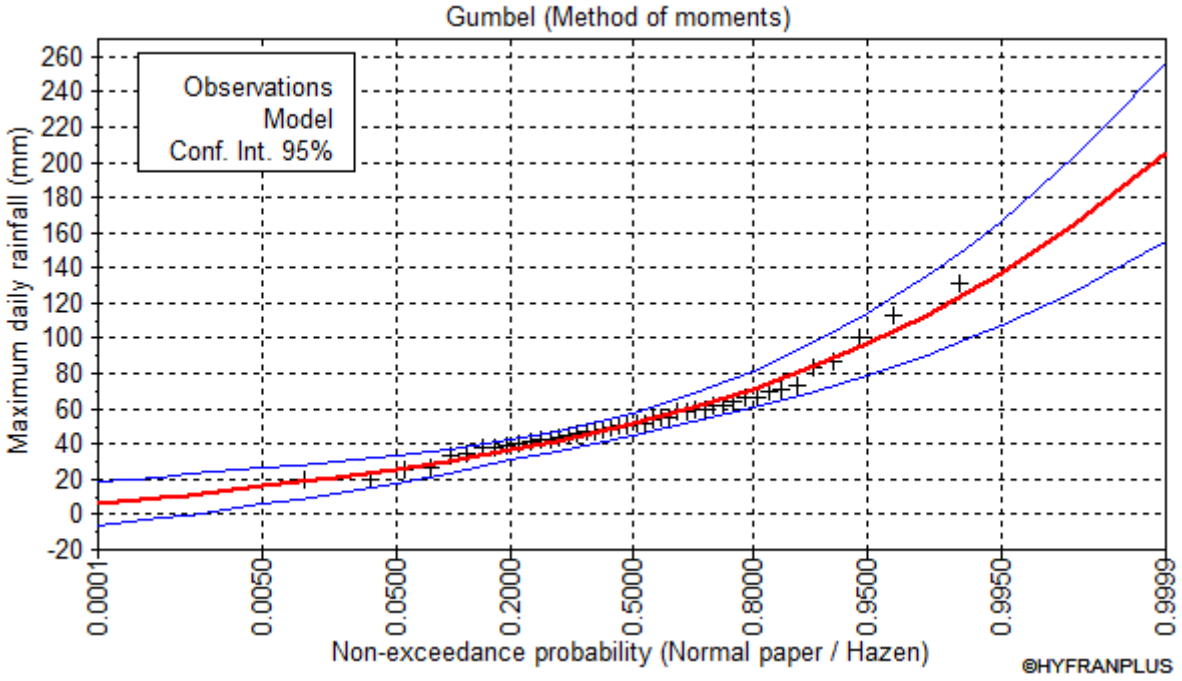


Figure III.4: Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau III.10. Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	20
Maximum	Aucun	131
Moyenne	55.0	55.0
Écart-type	22.4	22.4
Médiane	51.3	51.0
Coefficient de variation (Cv)	0.407	0.407
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.36
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	5.10

III.5.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seule la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la (Figure II.5).

Tableau III.11. Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie maximale journalière (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	221	37.2	148-293
2000	0.9995	186	28.3	131-242
1000	0.9990	172	24.8	124-221
200	0.9950	141	17.5	106-175
100	0.9900	128	14.7	98.7-156
50	0.9800	115	12.1	90.9-138
20	0.9500	97.5	8.94	80.0-115
10	0.9000	84.5	6.80	71.2-97.9
5	0.8000	71.1	4.92	61.4-80.7

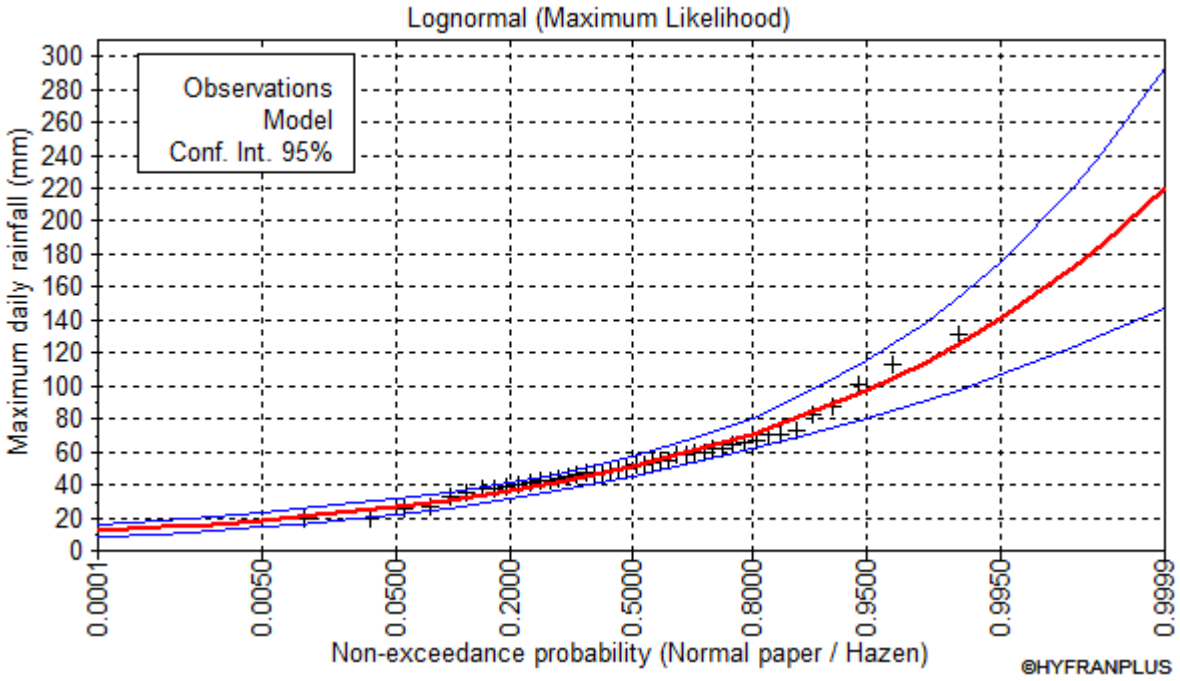


Figure III.5: Représentation graphique de la loi Log-normal

Tableau III.12. Comparaison des caractéristiques de la loi Log-normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0.00	20
Maximum	Aucun	131
Moyenne	55.2	55.0
Écart-type	22.6	22.4
Médiane	51.1	51.0
Coefficient de variation (Cv)	0.409	0.407
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.30	1.36
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.13	5.10

III.5.3. Test de validité d'un ajustement

a) Test d'adéquation du Khi^2 (χ^2)

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisé pour un risque ($\alpha = 5\%$) et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$,

Avec :

$K =$ nombre de classes

m = nombre de paramètres de la loi

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=1}^{k} \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \quad \text{(III.16)}$$

Où :

n_i : Nombre d'observation contenues dans la classe i

μ_i : Nombre d'observation théorique calculée dans la classe i

χ^2 : variable aléatoire variant de 0 à ∞

Nous avons réalisé le test de Khi^2 en utilisant le logiciel Hyfran. Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13. Paramètres de test χ^2 pour les lois d'ajustement

Loi de distribution	Degré de liberté	Nombre de classe	$\chi^2_{\text{Calculé}}$	$\chi^2_{\text{Théorique}}$
Gumbel	6	9	4.27	12.59
Log-normale	6	9	4.68	12.59

Interprétation : Puisque $\chi^2_{\text{Calculé}}$ est inférieure à $\chi^2_{\text{Théorique}}$ donc il est nécessaire de prendre en compte l'ajustement des deux lois.

b) Test d'ajustement visuel

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique. Pour comparer les deux modèles.

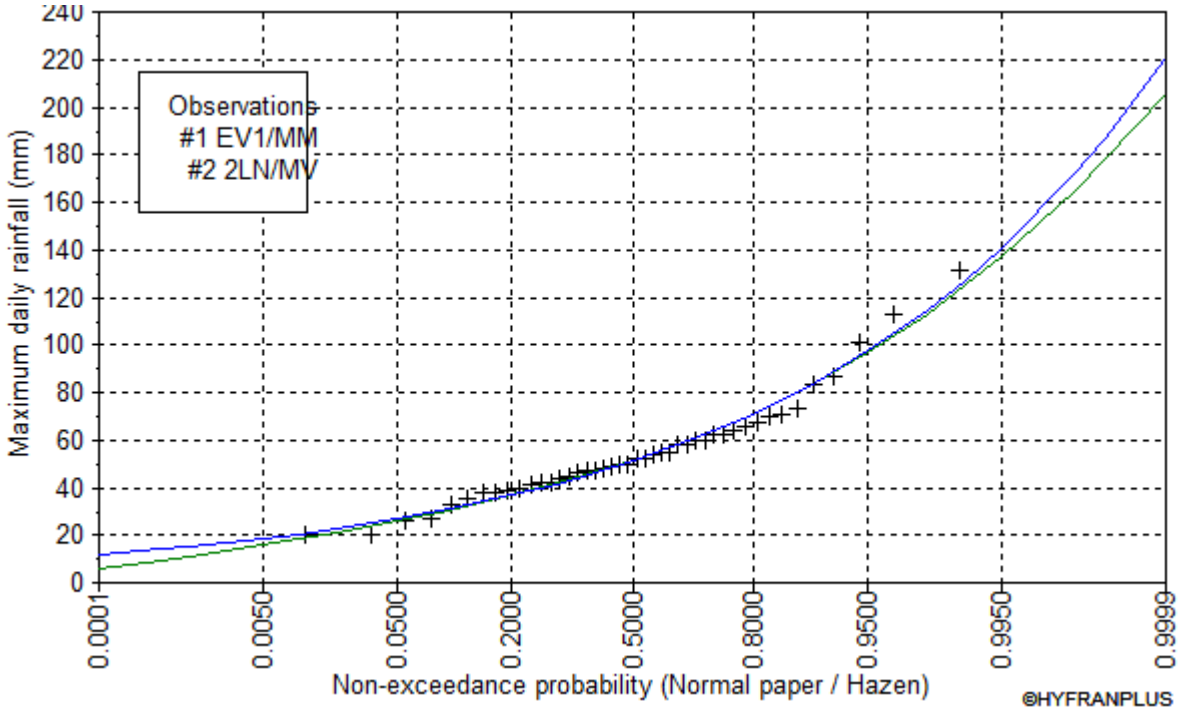


Figure III.6: Représentation graphique de l'ajustement des 2 lois

Interprétation : De manière visuelle, il est impossible de sélectionner l'ajustement le plus approprié, c'est pourquoi on utilise l'analyse statistique.

III.5.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leur intensité

Dans cette étape, nous allons utiliser une relation entre la pluie, le temps de retour et la durée : celle-ci implique de représenter la pluie en fonction de la durée pour chaque temps de retour sélectionné. Cette présentation est connue sous le nom de courbe PCD. Elle présente l'avantage fonctionnel de se prêter parfaitement à l'interpolation pour diverses durées d. Les courbes PCD sont obtenues en convertissant les pluies maximales quotidiennes en pluies de courte durée exprimées en [mm], en utilisant la formule de K. Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct,p\%} = P_{max\,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b} [mm] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.17)}$$

Avec :

$P_{ct,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence donnée.

$P_{max\,j,p\%}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence donnée (mm).

t : durée de l'averse ($t \leq 24h$).

b : exposant climatique b = 0,39

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.18)}$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.14. Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{max\,j,p\%}$	221	172	128	115	97,5	84,5	71,1

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

Tableau III.15. Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

T(h)	Fréquence													
	0,01%		0,10%		1%		2%		5%		10%		20%	
	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{ct,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)
0,5	48,83	97,66	38,01	76,01	28,28	56,57	25,41	50,82	21,54	43,09	18,67	37,34	15,71	31,42
1	63,99	63,99	49,80	49,80	37,06	37,06	33,30	33,30	28,23	28,23	24,47	24,47	20,59	20,59
2	83,85	41,93	65,26	32,63	48,57	24,28	43,63	21,82	36,99	18,50	32,06	16,03	26,98	13,49
3	98,22	32,74	76,44	25,48	56,89	18,96	51,11	17,04	43,33	14,44	37,55	12,52	31,60	10,53
4	109,88	27,47	85,52	21,38	63,64	15,91	57,18	14,29	48,48	12,12	42,01	10,50	35,35	8,84
4,29	112,92	26,32	87,88	20,49	65,40	15,25	58,76	13,70	49,82	11,61	43,18	10,06	36,33	8,47
5	119,87	23,97	93,29	18,66	69,43	13,89	62,38	12,48	52,88	10,58	45,83	9,17	38,56	7,71
6	128,70	21,45	100,17	16,69	74,54	12,42	66,97	11,16	56,78	9,46	49,21	8,20	41,41	6,90
7	136,68	19,53	106,37	15,20	79,16	11,31	71,12	10,16	60,30	8,61	52,26	7,47	43,97	6,28
8	143,98	18,00	112,06	14,01	83,39	10,42	74,92	9,37	63,52	7,94	55,05	6,88	46,32	5,79
9	150,75	16,75	117,33	13,04	87,31	9,70	78,45	8,72	66,51	7,39	57,64	6,40	48,50	5,39
10	157,08	15,71	122,25	12,22	90,98	9,10	81,74	8,17	69,30	6,93	60,06	6,01	50,53	5,05

11	163,02	14,82	126,88	11,53	94,42	8,58	84,83	7,71	71,92	6,54	62,33	5,67	52,45	4,77
12	168,65	14,05	131,26	10,94	97,68	8,14	87,76	7,31	74,41	6,20	64,48	5,37	54,26	4,52
13	174,00	13,38	135,42	10,42	100,78	7,75	90,54	6,96	76,76	5,90	66,53	5,12	55,98	4,31
14	179,10	12,79	139,39	9,96	103,73	7,41	93,20	6,66	79,02	5,64	68,48	4,89	57,62	4,12
15	183,99	12,27	143,19	9,55	106,56	7,10	95,74	6,38	81,17	5,41	70,35	4,69	59,19	3,95
16	188,68	11,79	146,84	9,18	109,28	6,83	98,18	6,14	83,24	5,20	72,14	4,51	60,70	3,79
17	193,19	11,36	150,36	8,84	111,89	6,58	100,53	5,91	85,23	5,01	73,87	4,35	62,15	3,66
18	197,55	10,97	153,75	8,54	114,42	6,36	102,79	5,71	87,15	4,84	75,53	4,20	63,55	3,53
19	201,75	10,62	157,02	8,26	116,85	6,15	104,99	5,53	89,01	4,68	77,14	4,06	64,91	3,42
20	205,83	10,29	160,19	8,01	119,21	5,96	107,11	5,36	90,81	4,54	78,70	3,94	66,22	3,31
21	209,79	9,99	163,27	7,77	121,50	5,79	109,16	5,20	92,55	4,41	80,21	3,82	67,49	3,21
22	213,63	9,71	166,26	7,56	123,73	5,62	111,16	5,05	94,25	4,28	81,68	3,71	68,73	3,12
23	217,36	9,45	169,17	7,36	125,89	5,47	113,11	4,92	95,90	4,17	83,11	3,61	69,93	3,04
24	221,00	9,21	172,00	7,17	128,00	5,33	115,00	4,79	97,50	4,06	84,50	3,52	71,10	2,96

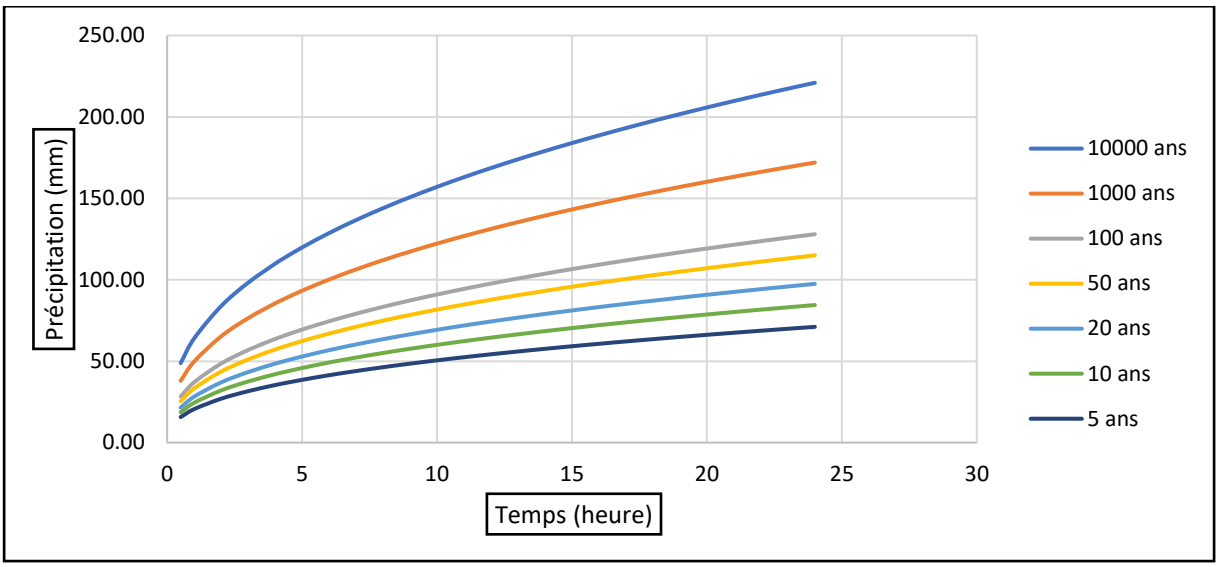


Figure III.7: Courbes pluies-durées-fréquences (PDF)

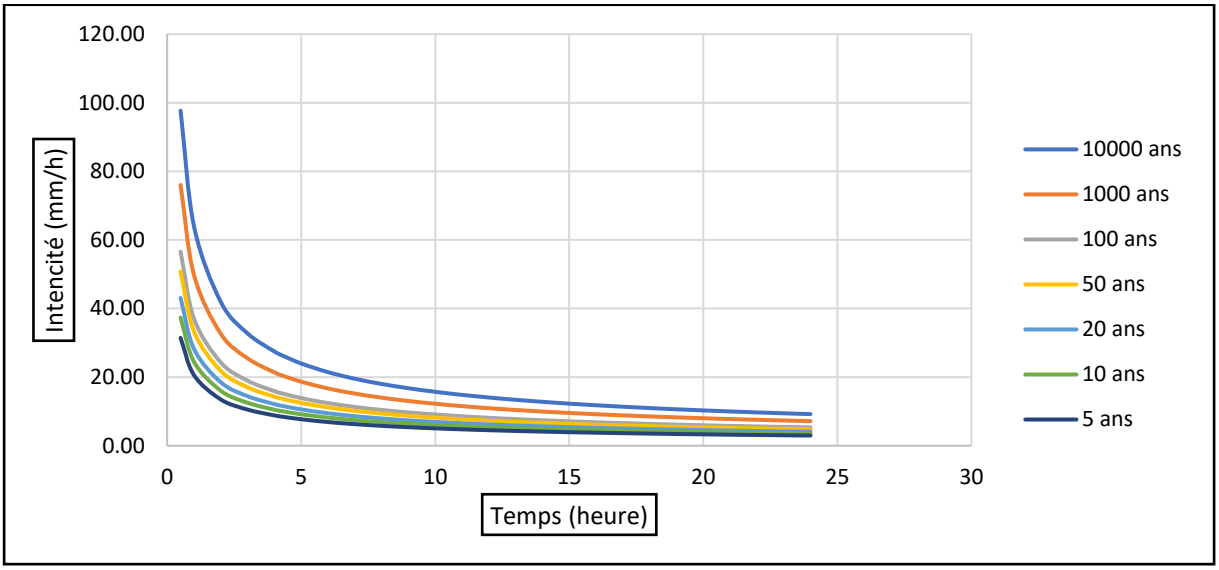


Figure III.8: Courbes intensités-durées-fréquences (IDF)

III.5.5. Détermination du débit de crue

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes, La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie. Les paramètres définissants une crue sont :

Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Le volume de la crue.

La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

Le temps de base.

En ajustant la série des débits maximaux à la loi log normal et à la loi de GUMBEL, on peut déterminer le débit de pointe probable de la crue lors des différentes périodes de retour. Le tableau ci-dessous présente la série des débits maximum :

Tableau III.16. Débits maximaux prise de la station hydrométrique PONT RN 11 (020323)

Année	Débits maximums (m^3/s)	Année	Débits maximums (m^3/s)
1975	36	1992	61,7
1976	85,08	1993	6,06
1977	25,64	1994	10,5
1978	38,22	1995	17,44
1979	112	1996	54,6
1980	50,75	1997	30,48
1981	54,84	1998	10,5
1982	3,462	1999	41,4
1983	39,33	2000	76,82
1984	15,74	2001	7,2
1985	26,1	2002	187,44
1986	20,28	2003	23,39
1987	37,44	2004	13,4
1988	28,2	2005	21,04
1989	13,9	2006	48,704
1990	10,5	2007	9,75
1991	12,7		

(Source ANRH)

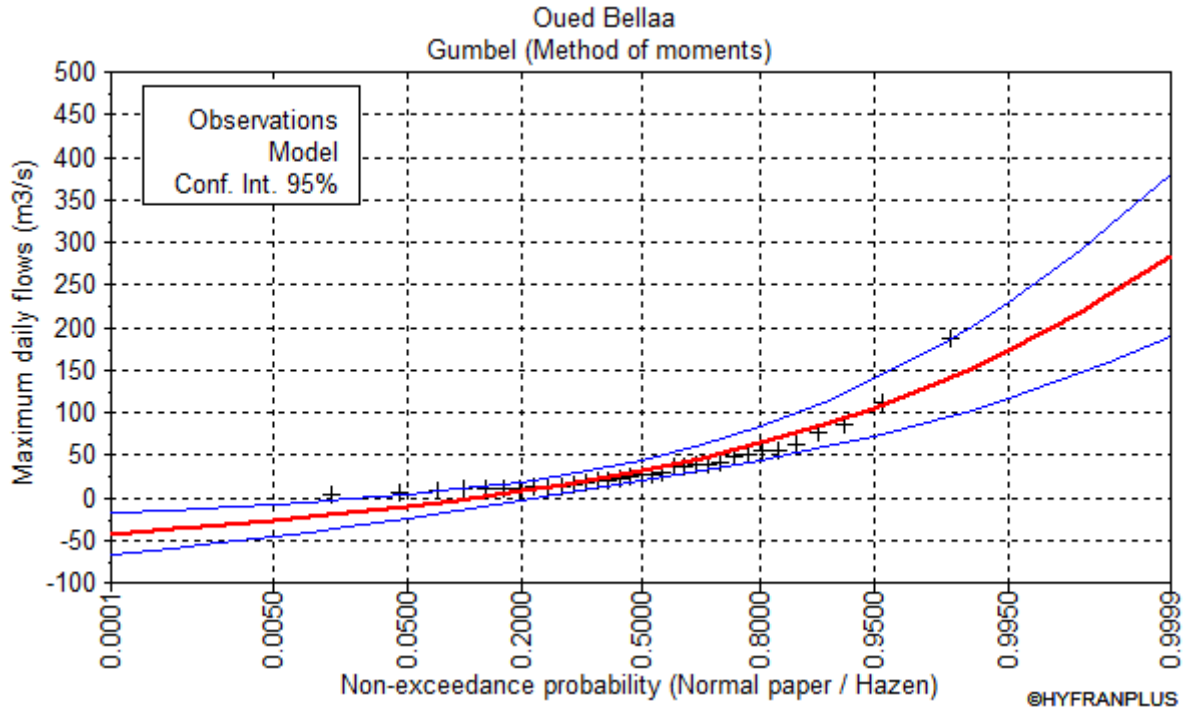


Figure III.9: L'ajustement de la série des débits maximal à la loi GUMBEL

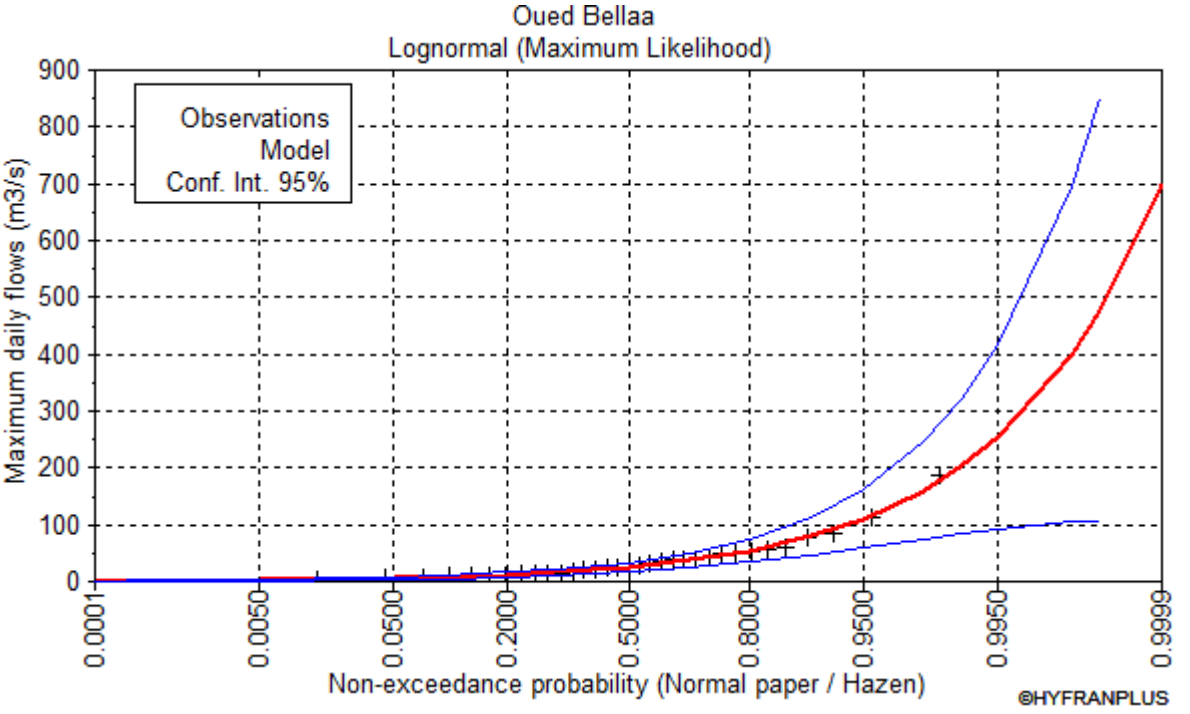


Figure III.10: L'ajustement de la série des débits maximal à la loi Log-normal

Interprétation : Il est observé que l'ajustement obtenu à partir de la loi log-normal est le plus efficace, car il est plus proche de la courbe théorique. C'est pourquoi on choisit cette loi.

Tableau III.17. Débits fréquentielles calculés

Période de retour (ans)	10000	1000	100	50	10	5
Débit (m^3/s)	699	400	203	159	80,2	54,3

III.5.6. Hydrogramme de crue

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

La branche de la phase montée :

$$Q_m = Q_{max,p\%}\left(\frac{t}{t_m}\right)^n \quad \text{..... (III.19) [4]}$$

La branche de la phase décrue :

$$Q_d = Q_{max,p\%}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^m \quad \text{..... (III.20) [4]}$$

Avec : n=2 et m= 3

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

t_m : Temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : Temps de la décrue en heures ;

Le temps de base (($T_b = t_m + t_d$) (h)) tel que $t_m = t_c$ avec t_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures) et $t_d = \gamma t_m$, où γ = 3 parce que notre bassin versant est boisé.

Donc ; $t_m = 4{,}29$ h et ; $t_d = 3 \times 4{,}29 = 12{,}87$ h $\rightarrow T_b = 4{,}29 + 12{,}87 = 17{,}16$ h

Les résultats du calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont représentés dans le tableau suivant ainsi que l'hydrogramme correspondant.

Tableau III.18. Débits de crue pour différentes périodes de retour

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10000	1000	100	50	10	5
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,78	23,11	13,22	6,71	5,26	2,65	1,80
1,56	92,43	52,89	26,84	21,02	10,60	7,18
2,34	207,97	119,01	60,40	47,31	23,86	16,16
3,12	369,72	211,57	107,37	84,10	42,42	28,72
3,90	577,69	330,58	167,77	131,40	66,28	44,88
4,29	699,00	400,00	203,00	159,00	80,20	54,30
4,68	582,77	333,49	169,24	132,56	66,86	45,27
5,46	480,20	274,79	139,46	109,23	55,10	37,30
6,24	390,42	223,42	113,38	88,81	44,80	30,33
7,02	312,60	178,89	90,78	71,11	35,87	24,28
7,80	245,88	140,70	71,41	55,93	28,21	19,10
8,58	189,39	108,38	55,00	43,08	21,73	14,71
9,36	142,30	81,43	41,33	32,37	16,33	11,05
10,14	103,74	59,37	30,13	23,60	11,90	8,06
10,92	72,86	41,70	21,16	16,57	8,36	5,66
11,70	48,82	27,94	14,18	11,10	5,60	3,79
12,48	30,74	17,59	8,93	6,99	3,53	2,39
13,26	17,79	10,18	5,17	4,05	2,04	1,38
14,04	9,11	5,21	2,65	2,07	1,05	0,71
14,82	3,85	2,20	1,12	0,87	0,44	0,30
15,60	1,14	0,65	0,33	0,26	0,13	0,09
16,38	0,14	0,08	0,04	0,03	0,02	0,01
17,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

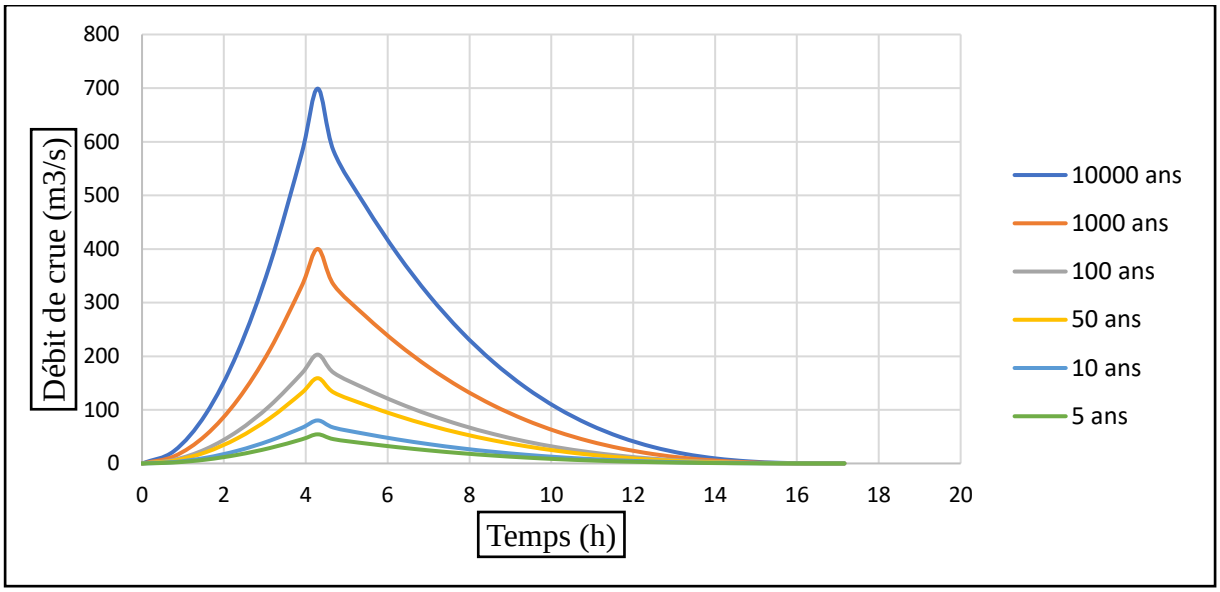


Figure III.11: Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

III.6 Conclusion

L'objectif de l'analyse statistique des données de crues est d'évaluer les niveaux de débits et de volumes des crues. Dans ce chapitre, il est essentiel de présenter la théorie de l'analyse statistique des données, car elle est utilisée avec diverses lois de probabilité théoriques pour ajuster les débits maxima instantanés fréquentiels afin de déterminer le débit spécifique de la crue d'Oued Bellaa. Comme notre bassin versant est jaugé, les débits maximums journalier sont déterminés à l'aide de la station hydrométrique PONT RN11. Les mesures de cette station se situent entre 1974/75 et 2006/07 et les débits liquides sont obtenus de deux façons : sur la base de la courbe de tarage à partir des hauteurs d'eau lues sur une échelle limnimétrique d'une part, et par dépouillement des hauteurs d'eau enregistrées par un limnigraphe à flotteur, d'autre part.

CHAPITRE IV :

Géologie Et Géotechnique

IV.1 Introduction

Il est essentiel de prendre en compte attentivement la géologie du site de la cuvette et de la zone d'emprunt afin de mener notre projet de manière adéquate et de comprendre toutes les contraintes qui poussent à l'échec ou non de l'ouvrage.

IV.2 La situation géologique

Grâce à la reconnaissance géologique du site, nous pourrons prendre les mesures nécessaires pour la construction des tranchées et sélectionner les engins de terrassement à utiliser. En examinant la carte géologique de la zone et en effectuant des analyses géologiques par l'ANRH.

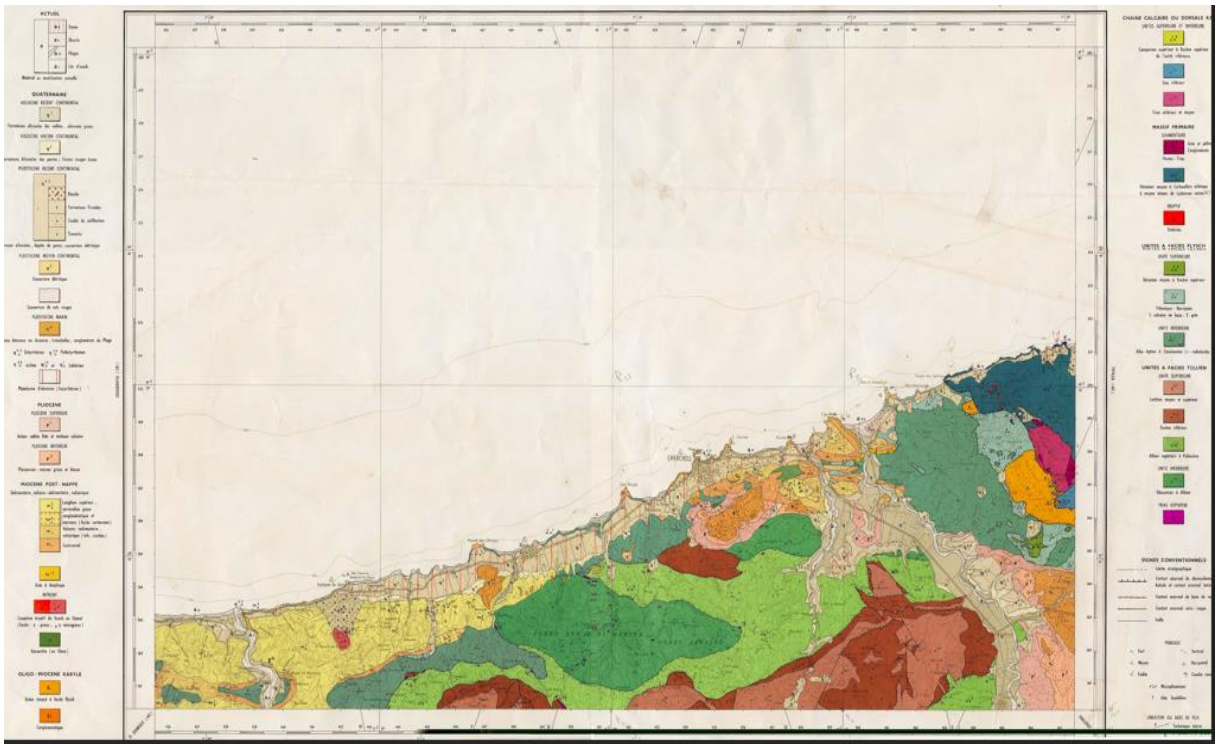


Figure IV.1: Carte géologique de la ville de Cherchell

IV.3 Géologie du bassin versant

Du point de vue géologique, le bassin versant de l'oued Bellaa se rattache au grand système orogénique alpin.

Du point de vue stratigraphie, le bassin versant de l'oued Bellaa est occupé par les terrains éruptifs, les terrains primaires, les terrains secondaires, les terrains tertiaires et les terrains quaternaires. Les premiers, n'apparaissent qu'en pointements de faible superficie. Ils sont représentés à l'amont du bassin versant par le burdigalien. Les seconds, sont représentés par une série de schistes et les brèches. Les terrains secondaires comportent :

a) Le trias, il forme des pointements isolés assez nombreux dans le périmètre d'étude. Il est formé de calcaires jaunâtres.

b) Le jurassique, formé des calcaires durs. Il constitue les lignes de crêtes, les pics et les falaises.

c) Le crétacé, très largement dominant dans le bassin versant, il se décompose en 3 étages distincts :

Le crétacé inférieur, il est composé de schistes, de quartzites et de calcaires.

Le crétacé supérieur, ce dernier est représenté par le sénonien. Le crétacé supérieur est formé des marnes schisteuses présentant des lentilles de calcaires. Les marnes cénomaniennes donnent naissance à des sols agricoles du moins dans les zones à topographie favorable ; sur les fortes pentes, elles sont couvertes de forêts de pins. Ces formations géologiques sont à vocation agricole lorsque la topographie et l'épaisseur du sol sont favorables et à vocation forestière sur les hauts piémonts en montagne.

Les terrains tertiaires se composent de l'éocène. Ce dernier apparaît en de petits affleurements très dispersés. Il est formé de marnes et de calcaires. Et, les terrains quaternaires, ces formations, généralement meubles, donnent des sols alluviaux profonds à vocation agricole par excellence. Elles couvrent les plaines littorales et les terrasses alluviales des oueds.

Du point de vue lithologie, et selon le degré de résistance à l'érosion des roches affleurantes dans le bassin versant de l'oued Bellaa, on distingue trois classifications des roches : les roches résistantes, moyennement résistantes et peu résistantes.

Les roches résistantes, ce sont des roches cohérentes, dures formant un substrat résistant aux agents érosifs. Ces roches sont les roches éruptives et du crétacé inférieur. Les roches moyennement résistantes, ce sont des roches moins cohérentes. Elles présentent un faciès d'alternance ou un mélange de roches de natures différentes telles que : les marno-calcaires du sénonien et du cénomanien et des marnes schisteuses du crétacé supérieur.



Figure IV.2: Carte géologique du bassin versant de l'oued Bellaa [1]

IV.4 Géotechnique

Les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols ne sont pas définis par l'étude géologique, c'est-à-dire leur capacité à fournir les matériaux requis pour la construction de l'ouvrage requis. Des essais de mécanique des sols doivent être effectués sur des échantillons in situ et/ou en laboratoire.

IV.4.1 Essais in situ

Les sondages sont une opération de reconnaissance profonde, qui implique de creuser un trou dans le sol à l'aide d'un outil d'attaque attaché à un train de tige. Ces forages sont utilisés pour collecter des échantillons intacts ou modifiés à travers les différentes couches du terrain, qui seront ensuite utilisés pour évaluer en laboratoire les caractéristiques physico-mécaniques et chimiques.

IV.4.2 Essais au laboratoire

Essais physiques

Teneur en eau naturelle

Densité sèche

Degré de saturation

Densité des grains solides

Granulométrie – Sédimentométrie

Limites d'Atterberg

Essais mécaniques

Essai de compression à l'œdomètre

Essai de perméabilité

Essai « Proctor normal »

IV.4.3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire

Caractéristiques physiques

L'analyse granulométrique et sédimentométrique a donné les résultats suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80µ……..... (31% - 54%)

Grain de diamètre supérieur à 2mm……..... (56% - 87%)

Grain de diamètre compris entre 2mm-0,2mm ……. (40% - 68%)

Grain de diamètre compris entre 0,2 mm – 0,02mm ……. (22% - 40%)

Grain de diamètre compris entre 0,02mm – 0,002mm ……. (18% - 22%)

Grain de diamètre inférieur à 2µ…… (16% - 20%)

La densité sèche déterminée pour un échantillon est de 1,67 t/m^3 avec un coefficient de perméabilité de $2 \times 10^{-7}\ m/s$

La densité des alluvions pour un échantillon est de $2\ t/m^3$ avec un coefficient de perméabilité de $1 \times 10^{-6}\ m/s$

Les valeurs des limites d'Atterberg :

Limite de liquidité $W_L = 28\%$

Indice de plasticité $I_P = 16\%$

Caractéristiques mécaniques

Essai de cisaillement :

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques de cisaillement obtenues dans la boite de Casagrande :

Tableau IV.1. Caractéristiques de cisaillement

	Les alluvions	Les berges
Angle de frottement (°)	32	15
Cohésion (bar)	0	0,6

IV.4.4 Interprétation des résultats des essais géotechniques effectués sur les sols

On peut interpréter les résultats précédents de la manière suivante :

Puisque le coefficient de perméabilité est faible, on peut conclure que le sol est composé de silt compact, d'argile silteuse, ce qui suggère un mauvais drainage, comme montre les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.2. Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité

Nature	**Ordre de grandeur De k en cm/s**	**Degré de perméabilité**
Graviers moyens a gros graviers	10^{-1} à 10	Très élevé
Petits graviers; sable grossier, et moyen	10^{-1} à 10^{-3}	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	10^{-3} à 10^{-5}	Faible
Silt compact, argile silteuse	10^{-5} à 10^{-7}	Très faible
Argile franche	10^{-7} à 10^{-10}	Pratiquement imperméable

Tableau IV.3. Quelques caractéristiques correspondant à la valeur du coefficient K

K (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon					Mauvais		Pratiquement imperméable			
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange sable et argile				Argiles		
Travaux Génie Civil	Zones perméables				Zones imperméables						

Les sols de fondation du site de l'ouvrage appartiennent au groupe des argiles peu plastiques (AP) selon l'abaque de plasticité de Casagrande.

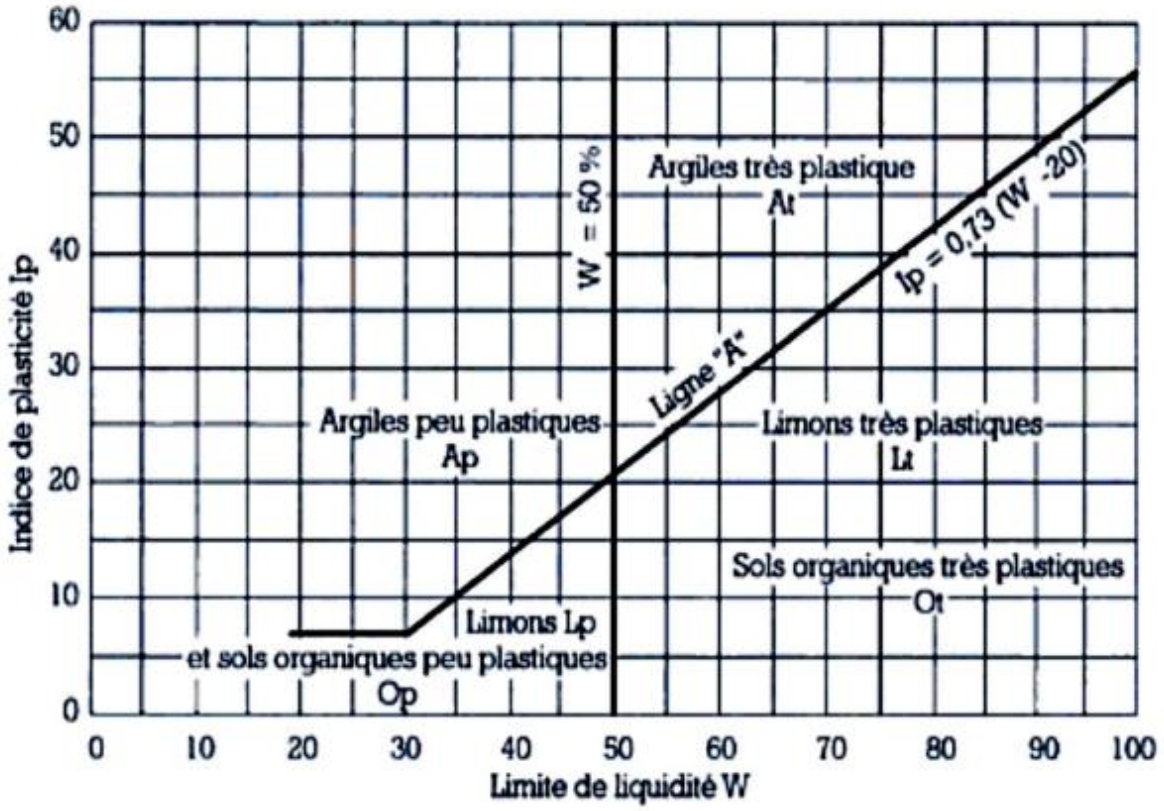


Figure IV.3: Abaque de plasticité de Casagrande

On utilise la relation empirique de SKEMPTON afin de relier la limite de liquidité des argiles à leur indice de compression : $C_c = 0.009 \times (W_L - 10) = 0.16$

Comme $0.10 < C_c = 0.16 < 0.20$ donc les sols de fondation sont moyennement compressibles.

Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion indiquent que les sols de fondation de l'ouvrage présentent une résistance au cisaillement satisfaisante.

IV.5 Conclusion

Les travaux de reconnaissance et les analyses qui ont été effectuées sur Oued Bellaa nous indiquent que toutes les conditions géotechniques sont propices à la création de l'aménagement le plus approprié et à la lutte contre les éventuels tassements du sol de la fondation causés par les efforts verticaux des talus.

CHAPITRE V : Étude Des Variantes D'aménagement

V.1 Introduction

Les raisons des inondations sont variées, c'est pourquoi nous sommes confrontés à diverses formes. Afin de mettre en place des mesures de protection appropriées. Il est donc essentiel d'avoir une connaissance approfondie de l'état des lieux, de déterminer les facteurs qui entraînent et amplifient ce phénomène, ainsi que de localiser les zones exposées aux risques. Dans cette section, nous allons mettre en place un système qui se rapproche de la réalité afin d'analyser le comportement de l'écoulement dans les cours d'eau non régulés. Afin de simuler les diverses crues déterminées auparavant, et identifier les zones submergées par les eaux, l'utilisation du logiciel HEC-RAS est nécessaire.

V.2 Notions hydrauliques

Les concepts hydrauliques exposés ci-dessous jouent un rôle crucial dans la compréhension des cours d'eau naturels et artificiels, et permettent de calculer et de simuler les caractéristiques d'écoulement. Il existe deux types de notions : les paramètres hydrauliques et les paramètres géométriques.

V.2.1 Paramètres hydrauliques

L'écoulement de l'eau dans un système hydraulique est décrié par des variables ou des caractéristiques appelées paramètres hydrauliques. Ils servent à étudier et à évaluer les performances hydrauliques d'un système. Voici une sélection de paramètres hydrauliques fréquemment employés :

Le débit (Q) : Par définition le débit est la quantité de fluide en masse ou en volume qui traverse une section de passage d'un contenant dans lequel s'écoule un fluide par unité de temps. En général, on l'exprime en mètre cube par seconde ou en litres par seconde.

La vitesse de circulation (V) : Par définition, la vitesse (v) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré. On la mesure habituellement en mètres par seconde (m/s).

La pente hydraulique (i) : correspond à la pente du terrain sur laquelle l'eau coule. La vitesse de l'écoulement est influencée par elle et est employée pour évaluer les caractéristiques et les performances hydrauliques d'un système. On l'exprime généralement en pourcentage.

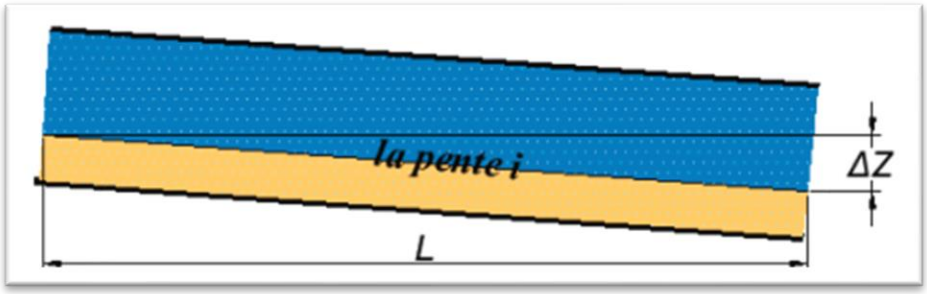


Figure V.1 : Schéma représente la pente

La pente est calculée en utilisant la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta Z}{L} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.1)}$$

Avec :

ΔZ : c'est la différence de niveau entre les altitudes (Z_1-Z_1)

L : c'est la longueur

Coefficient de Manning (n) : Le coefficient de Manning est un coefficient qui définit la rugosité de la surface d'écoulement ou du lit du cours d'eau, généralement calculé expérimentalement pour diverses surfaces (béton, herbe, graviers, etc.), et qui est souvent écrit « n » et sans unité.

Profondeur critique (h_c) : La profondeur critique correspond à la profondeur de l'eau spécifique à un débit donné auquel le débit passe du sous-critique à l'état supercritique.

Pression : La pression correspond à la force que l'eau exerce sur une surface spécifique. On la mesure habituellement en Pascal (Pa) ou en bar.

Poids volumique : Le poids volumique de l'eau est noté γ_w= g.ρ_w et vaut 9,81 kN/ m^3 pour de l'eau sans matières en suspension, g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9,81 m/s^2.

V.2.2 Paramètres géométriques

Les propriétés physiques et dimensionnelles d'un système hydraulique, comme les canaux, les rivières, les réservoirs et les conduites, sont appelées paramètres géométriques. Ils décrites la structure, la dimension et la configuration géométrique d'un cours d'eau.

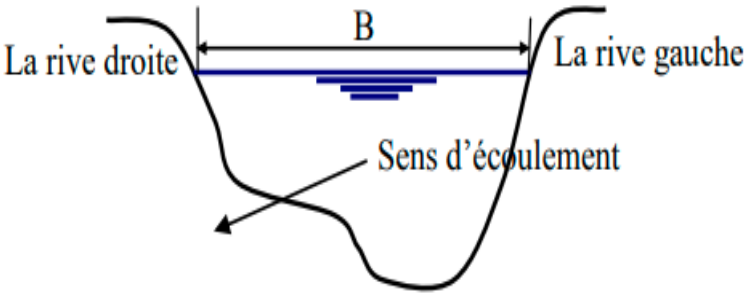


Figure V.2: Canal naturel

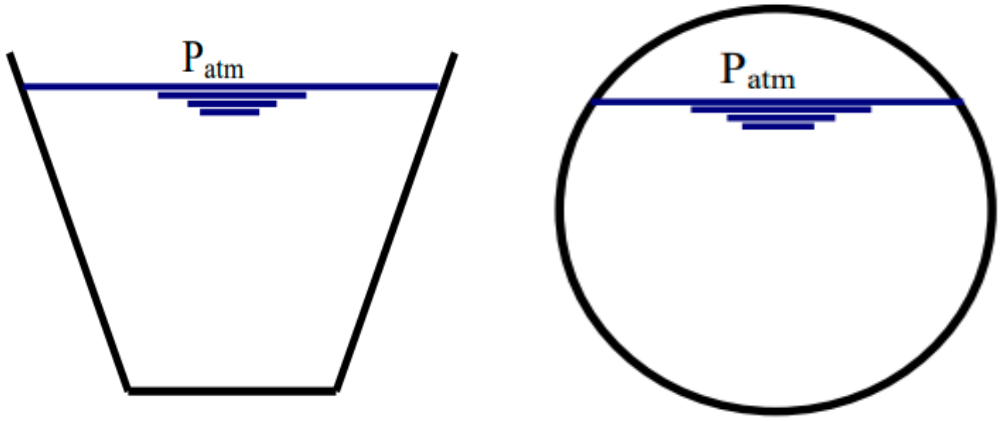


Figure V.3: Canaux artificiels

Avec ;

La section de passage (S_p) : Il s'agit de l'espace occupé par l'eau dans la section transversale du canal.

La profondeur d'eau (y) : c'est la profondeur du point le plus bas de la section transversale.

Le périmètre mouillé (P_m) : c'est la partie du canal en contact avec l'eau, il a comme unité le mètre (m).

Largeur au miroir (B) : c'est la distance qui sépare la rive droite de la rive gauche normalement à la direction de l'écoulement.

Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé, il est exprimé en mètres :

$$R_h = \frac{S}{P} \quad \text{(V.2)}$$

Largeur au fond (b) : Largeur du cours d'eau au bas de la section.

Pente longitudinale (i) : la pente longitudinale représente la pente du fond du canal dans la direction de l'écoulement.

V.2.3 Types d'écoulement

Écoulement stationnaire (permanent) :

L'écoulement est permanent si les vitesses moyennes et ponctuelles (V et U) ainsi que la profondeur h ou dh restent invariables dans le temps en tout point dans l'espace dans toutes les directions, par conséquent le débit est constant entre les diverses sections du canal.

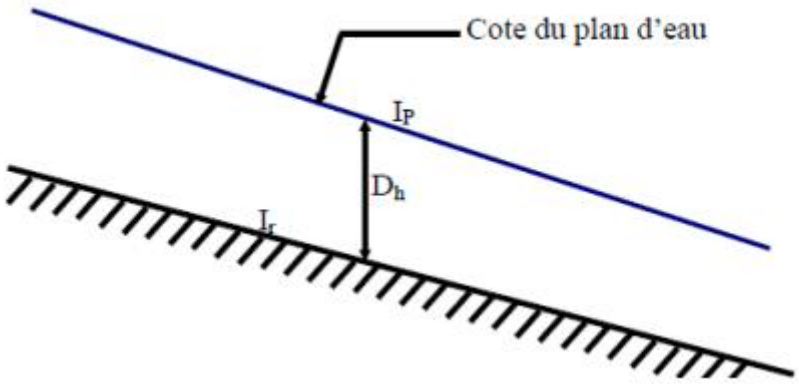


Figure V.4: Écoulement permanent

Écoulement non stationnaire (non permanent) :

L'écoulement est non permanent si la profondeur d'eau dh ainsi que les autres paramètres (V et U) varient avec le temps et par conséquent le débit n'est pas constant.

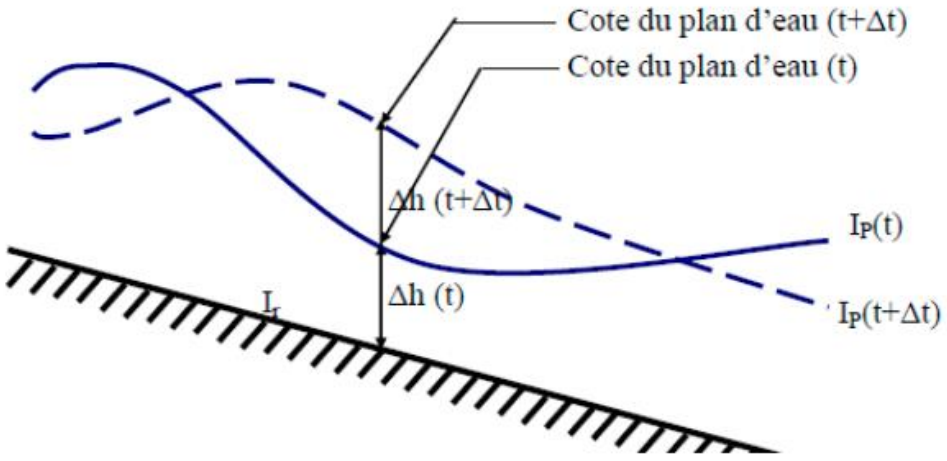


Figure V.5: Écoulement non permanent

Écoulement uniforme :

L'écoulement uniforme implique deux conditions : la permanence et la continuité. L'écoulement est uniforme si la profondeur, la pente, la vitesse et la section droite demeurent constantes sur une longueur donnée du canal.

Écoulement non uniforme :

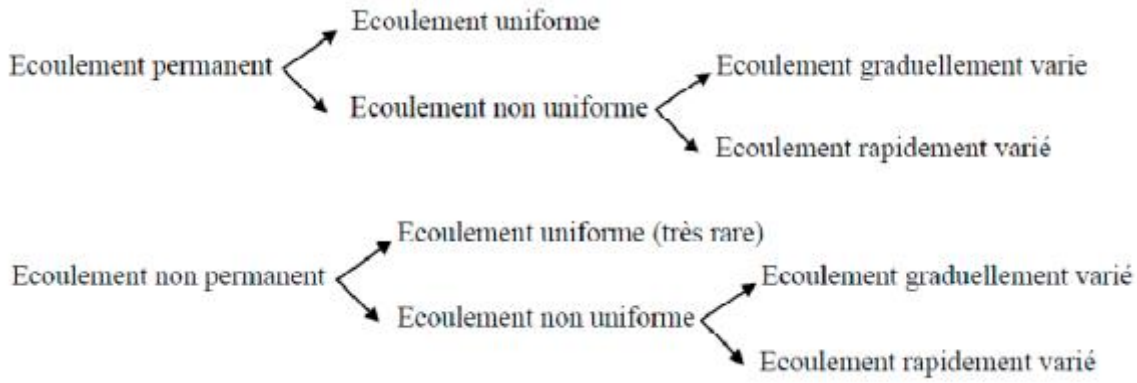
L'écoulement est non uniforme quand la profondeur de l'écoulement varie le long du canal ouvert. L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non. On peut également le qualifier de tranquille, rapide ou critique.

Écoulement laminaire :

L'écoulement laminaire se produit généralement dans les canaux ouverts pour des valeurs du nombre de Reynolds, Re, inférieures ou égales à 2320.

Écoulement turbulent :

L'écoulement turbulent se produit généralement dans les canaux ouverts pour des valeurs du nombre de Reynolds, Re, supérieures à 10000.



V.2.4 Régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est soumis aux forces suivantes :

- Forces d'inertie,

- Forces de gravité,

- Forces de frottement (viscosité et rugosité).

Le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces d'inertie et celles de frottement pour l'étude hydraulique des canaux, on définit habituellement les nombres adimensionnels suivants :

$$Re = \frac{VL}{\vartheta} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.3)}$$

Avec ;

V : la vitesse d'écoulement.

L : la longueur caractéristique.

ϑ: la viscosité cinématique du fluide.

Le nombre de Froude, pour les écoulements à surface libre, s'écrit :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g.h}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.4)}$$

Avec ;

V : est la vitesse du fluide,

g : est l'accélération due à la gravité,

h : est la profondeur du fluide

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

Ecoulement fluvial Fr <1

Ecoulement torrentiel Fr>1

Ecoulement critique Fr=1

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre la distinction entre les écoulements comme suit :

Ecoulement laminaire Re<580

Ecoulement turbulent Re>2320

Transition 580<Re<2000

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

Fluvial - Laminaire Fr<1 et Re<580

Fluvial - Turbulent Fr<1 et Re>2320

Torrentiel - Laminaire Fr>1 et Re<580

Torrentiel - Turbulent Fr>1 et Re>2320

En fonction du nombre de Froude "Fr", un ressaut peut être associé à diverses formes d'écoulement. On peut donc obtenir :

Tableau V.1. Les différents types de ressaut

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

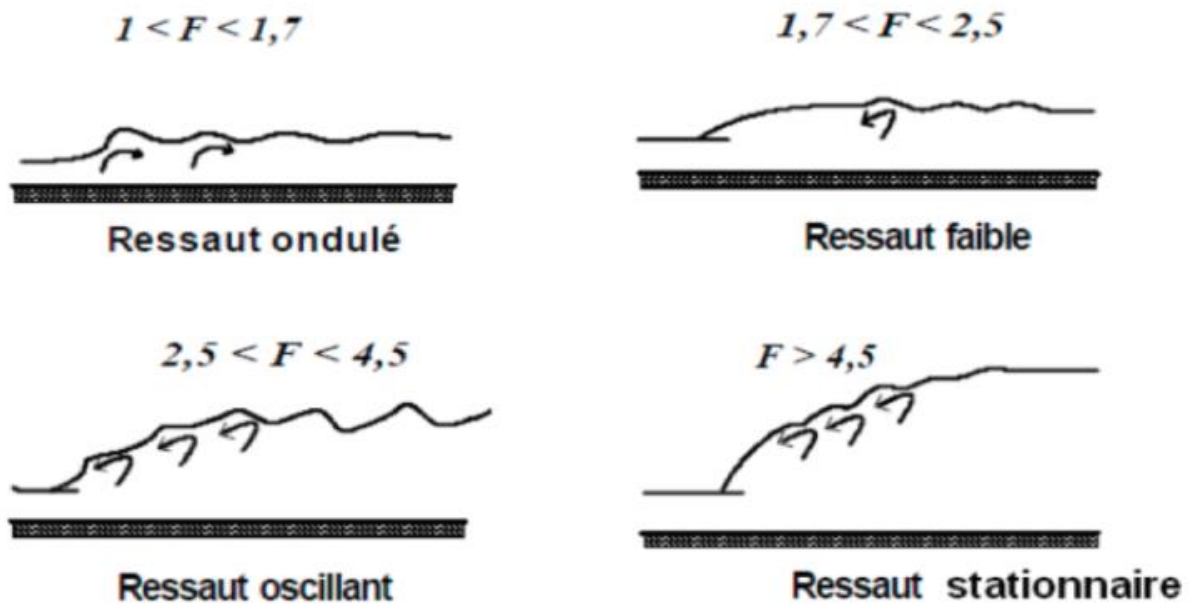


Figure V.6: Typologie des ressauts

V.3 Les outils utilisés pour l'aide à la cartographie du risque d'inondation

V.3.1 ArcGIS

ArcGIS est un logiciel permettant d'exploiter un Système d'Information Géographique (SIG). Un logiciel SIG permet l'acquisition, le stockage, la mise à jour, la manipulation, et le traitement de données géographiques. De plus, il permet de faire de la cartographie et de l'analyse spatiale de façon précise en fonction de l'échelle désirée.

Le principe directeur d'un SIG est le suivant : nous avons d'un côté les données géométriques et de l'autre les données attributaires. Ces données sont stockées sous format numérique et organisées par couches (appelées aussi « shapefiles » dans ArcGIS).

Petit point de détail : ArcGIS est en réalité une suite, qui se décline en trois versions (ArcView, ArcEditor et ArcInfo). La différence entre ces versions est le nombre d'options supplémentaires disponibles, ArcView en possédant le moins. Ceci est indépendant des extensions (Spatial Analyst, 3D Analyst… que l'on peut acheter en supplément de chaque suite).

Chacune de ces trois versions de la suite ArcGis est constitué d'une interface ArcMap et d'une interface ArcCatalog. La version 10.8 apporte la possibilité de gérer ArcCatalog et ArcToolBox directement depuis l'interface d'ArcMap.

V.3.2 HEC-RAS

Il s'agit d'un programme qui permet de simuler les écoulements (permanant et non permanant) à surface libre dans les cours d'eau naturels, de modéliser le transport solide et d'analyser la qualité de l'eau. Il prend en considération les modifications transverses et suggère des modifications dans les cours d'eau. Il a été développé par le Hydrologic Engineering Center du Corps of Engineers de l'armée américaine.

Ce modèle hydraulique, précédemment appelé HEC-2, est maintenant équipé d'une interface graphique permettant d'éditer, de modifier et de visualiser les données d'entrée, ainsi que d'observer les résultats obtenus.

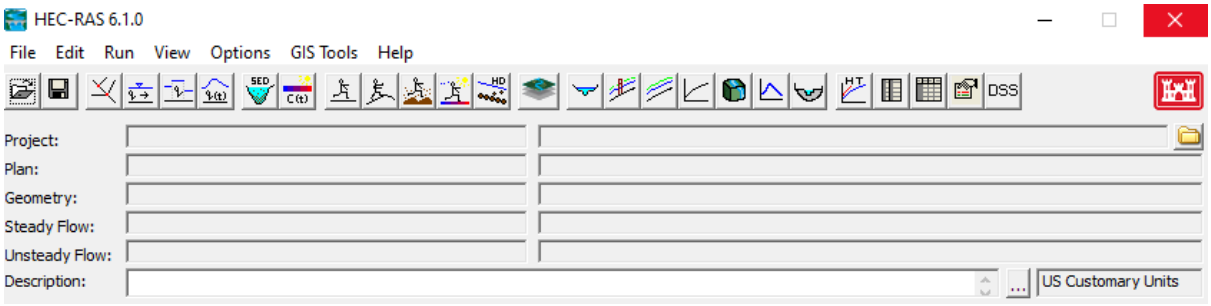


Figure V.7: Interface de HEC-RAS 6.1.0

V.4 Modélisation d'écoulement

La modélisation des écoulements permet de saisir le comportement des rivières lors des périodes de crue. Elle offre la possibilité d'évaluer les risques d'inondation et de les gérer en suggérant des aménagements des cours d'eau afin de diminuer les risques de crues.

V.4.1 Étapes de la simulation

1) Importation des données géométriques du terrain

Une fois que notre projet HEC-RAS a été créé et que les unités et les paramètres ont été configurés, nous importons la géométrie de l'oued El Bellaa, avec ses sections dans tout le cours d'eau.

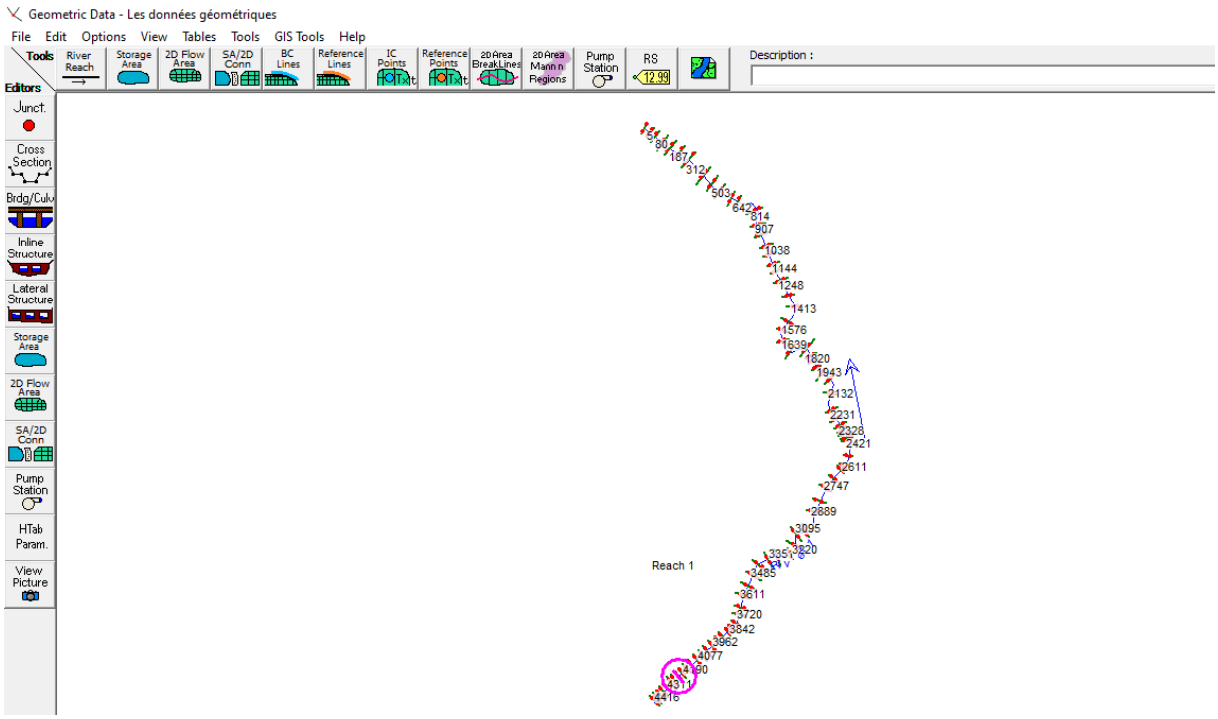


Figure V.8: Importation des données géométriques dans HEC-RAS

2) Condition aux limites

Pour les données de débit, on prend notre débit de projet pour la période de retour de

100 ans.

Dans notre situation, nous allons opter pour la hauteur critique en tant que condition aux limites, car nous ne disposons pas d'informations telles que la courbe de débit-hauteur ou des mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives (la hauteur normale et la hauteur d'eau connue).

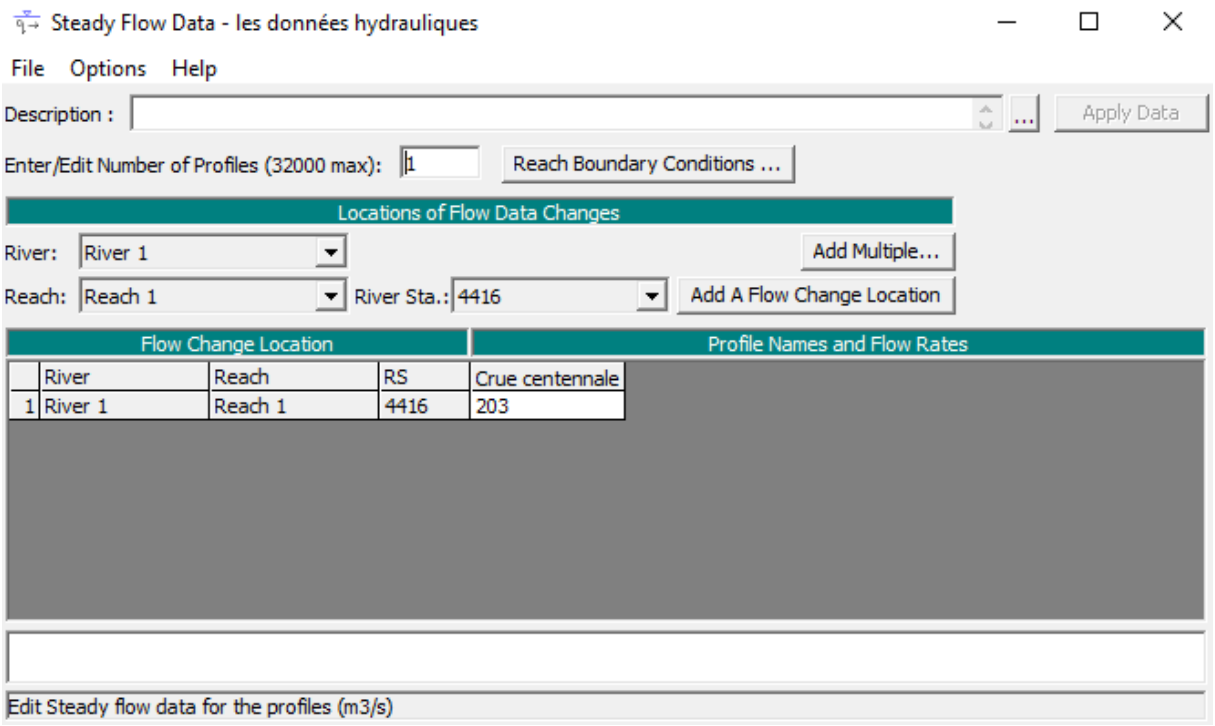


Figure V.9: Introduction du débit de projet ($Q_{100\ ans} = 203\ m^3/s$)

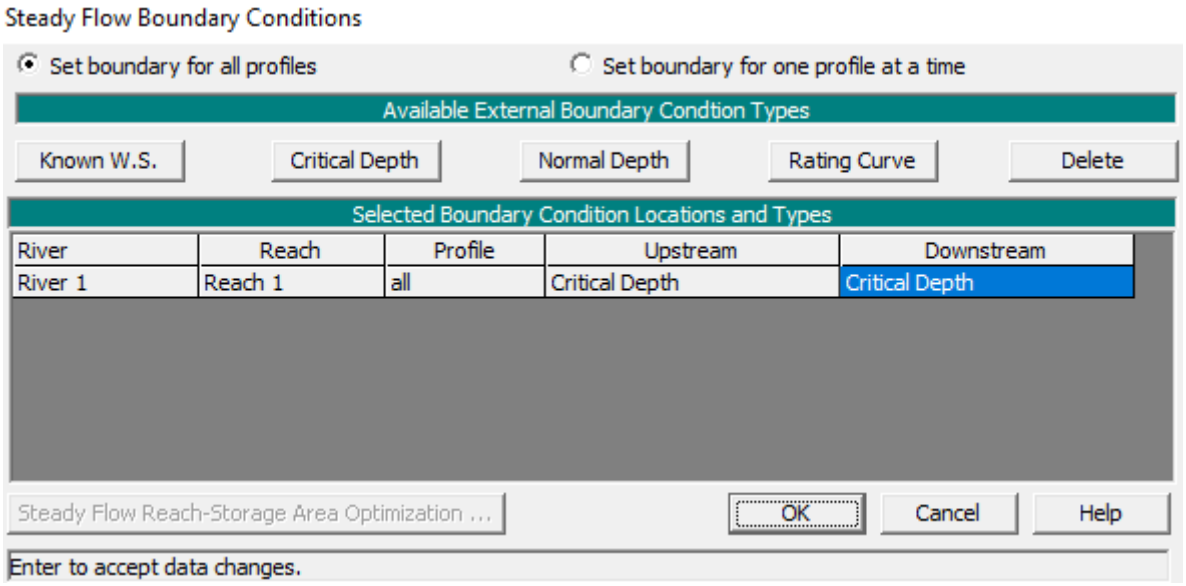


Figure V.10: Conditions aux limites

3) Simulation

La simulation est lancée une fois que toutes les données ont été vérifiées.

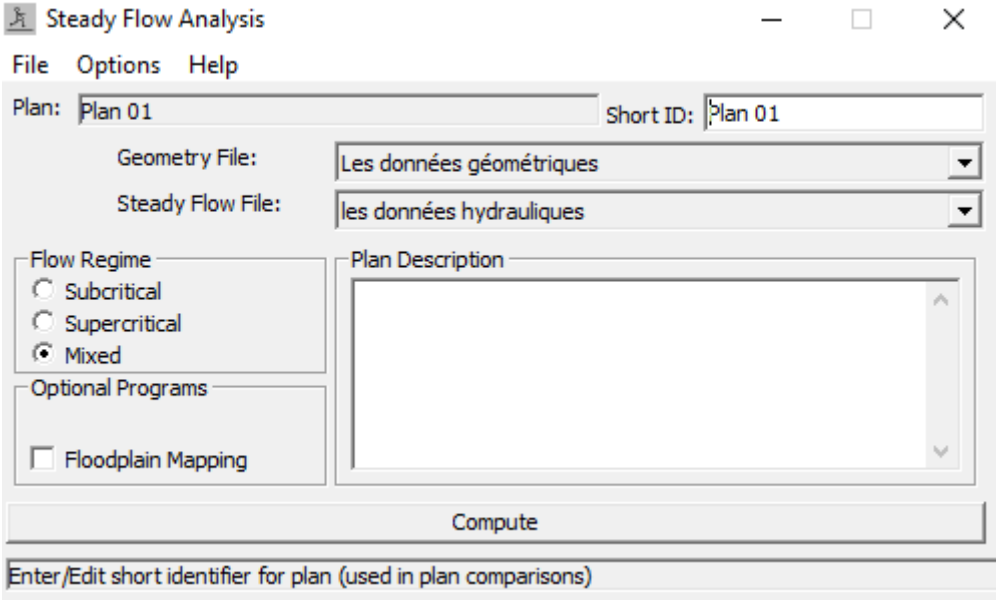


Figure V.11: Lancement de la simulation

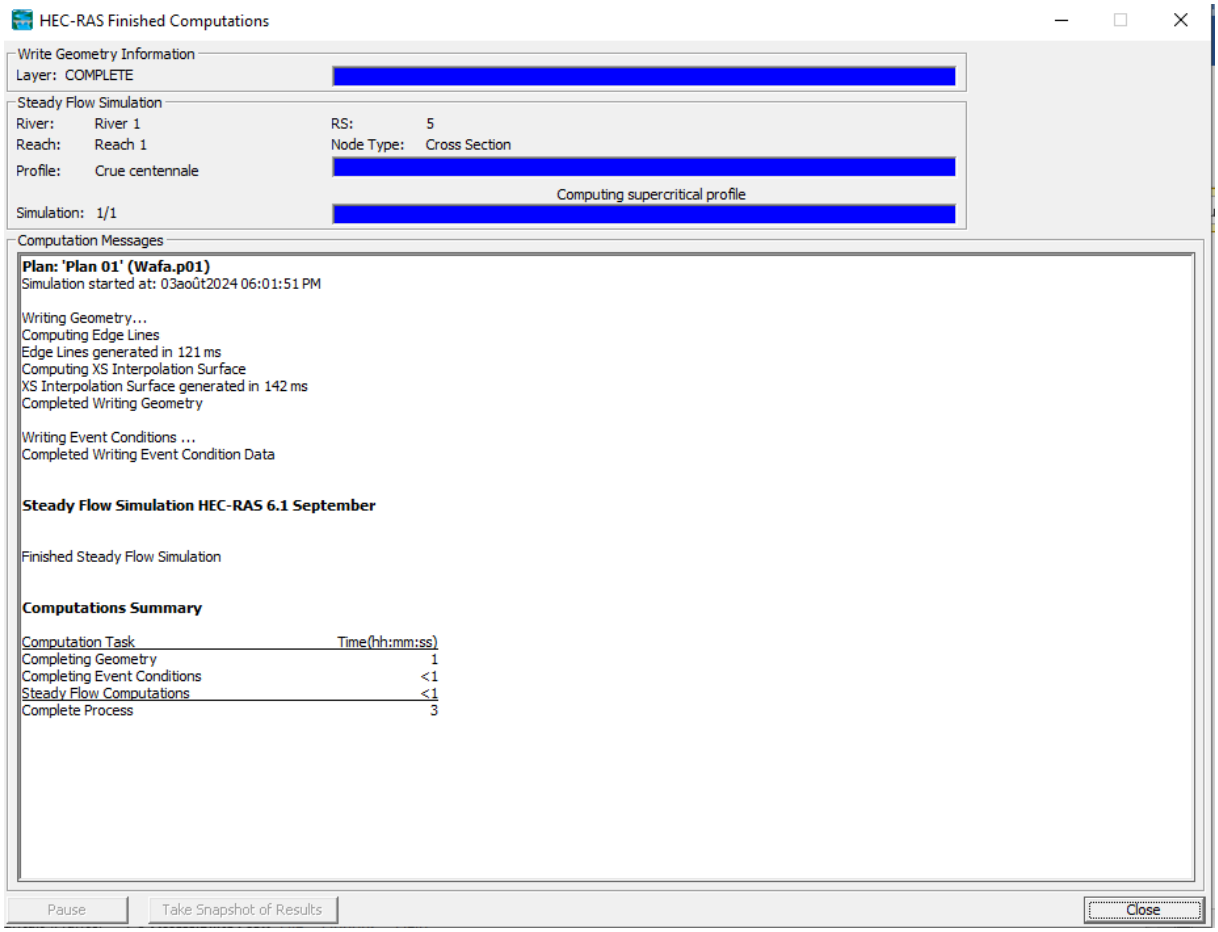


Figure V.12: Fin de la simulation

V.5 Résultats de la simulation

Une fois que le calcul a été effectué sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de multiples résultats. Parmi ces résultats, nous avons :

1) Profil en long simulé d'Oued Bellaa :

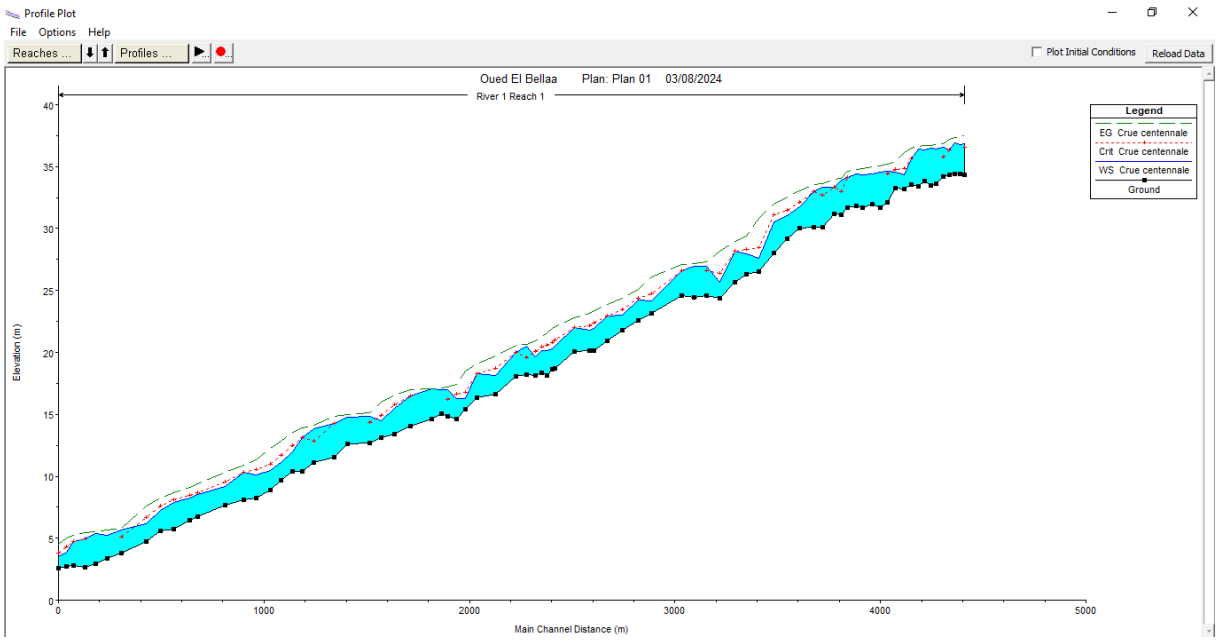


Figure V.13: Profil en long simulé d'Oued Bellaa avec la ligne de la surface d'eau

2) Profils en travers :

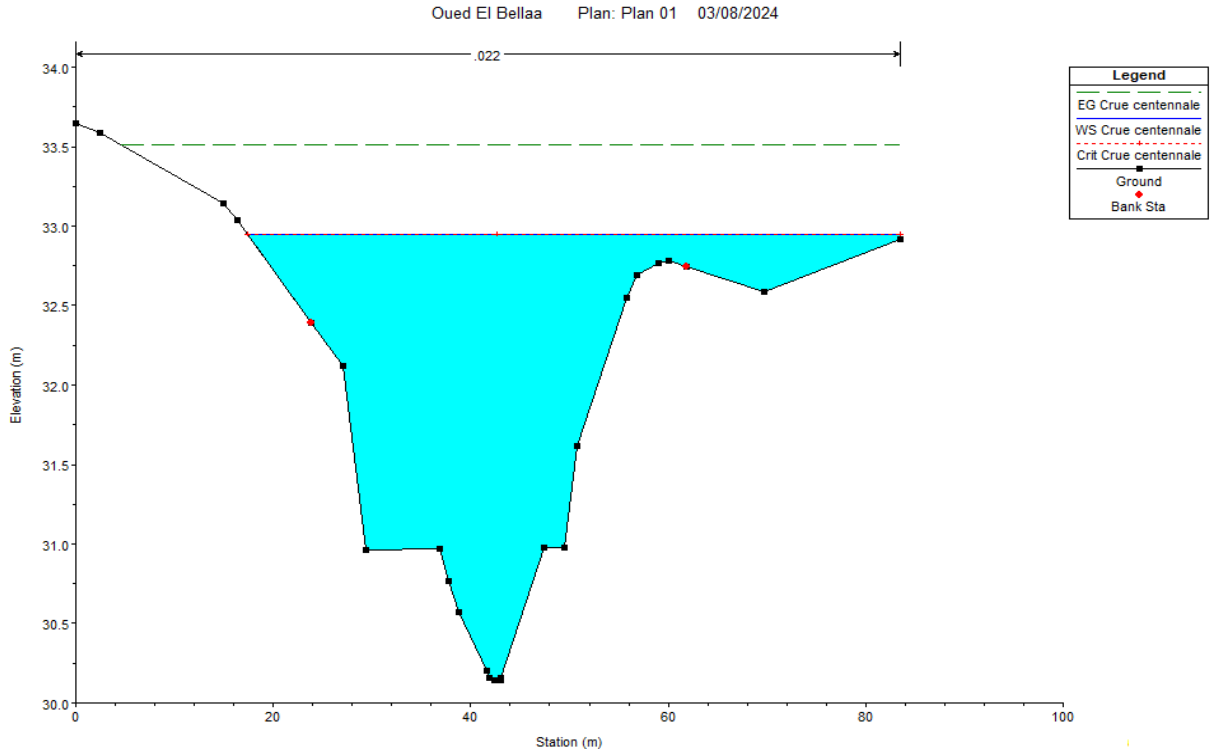


Figure V.14: Résultats de la simulation pour la station 3680

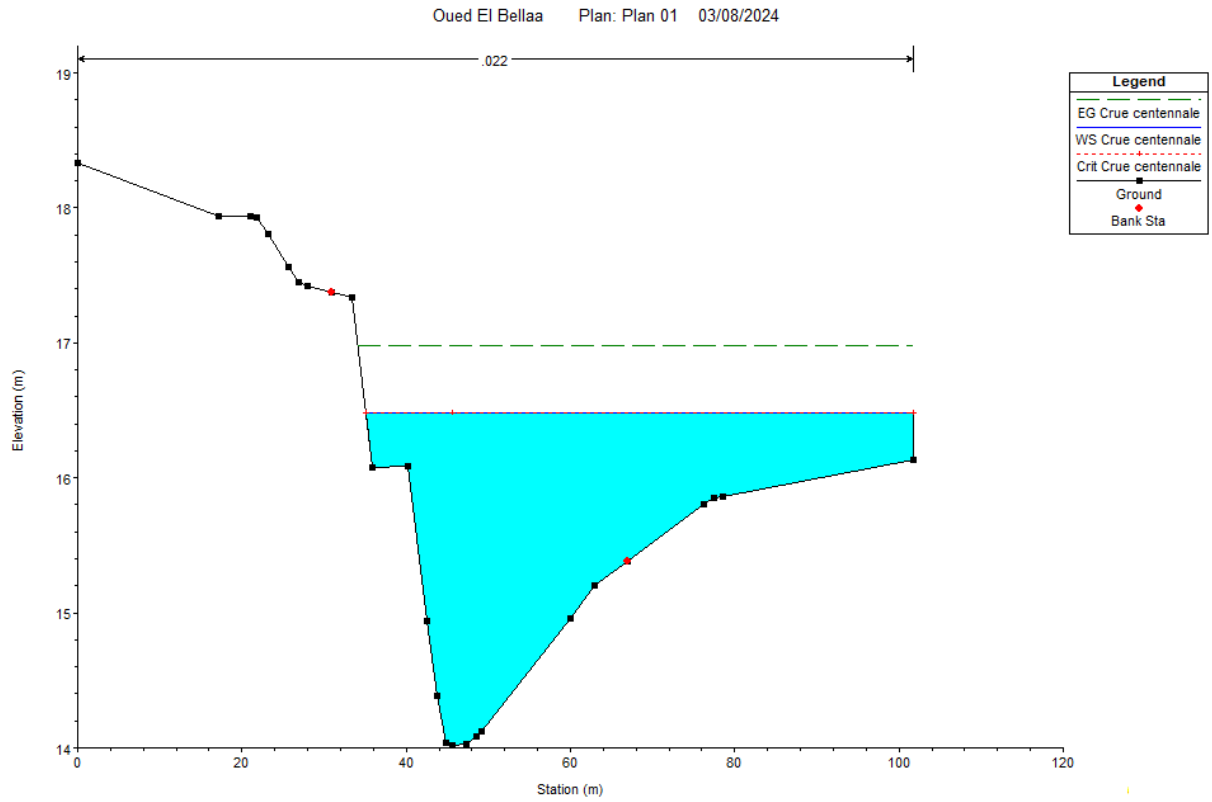


Figure V.15: Résultats de la simulation pour la station 1718

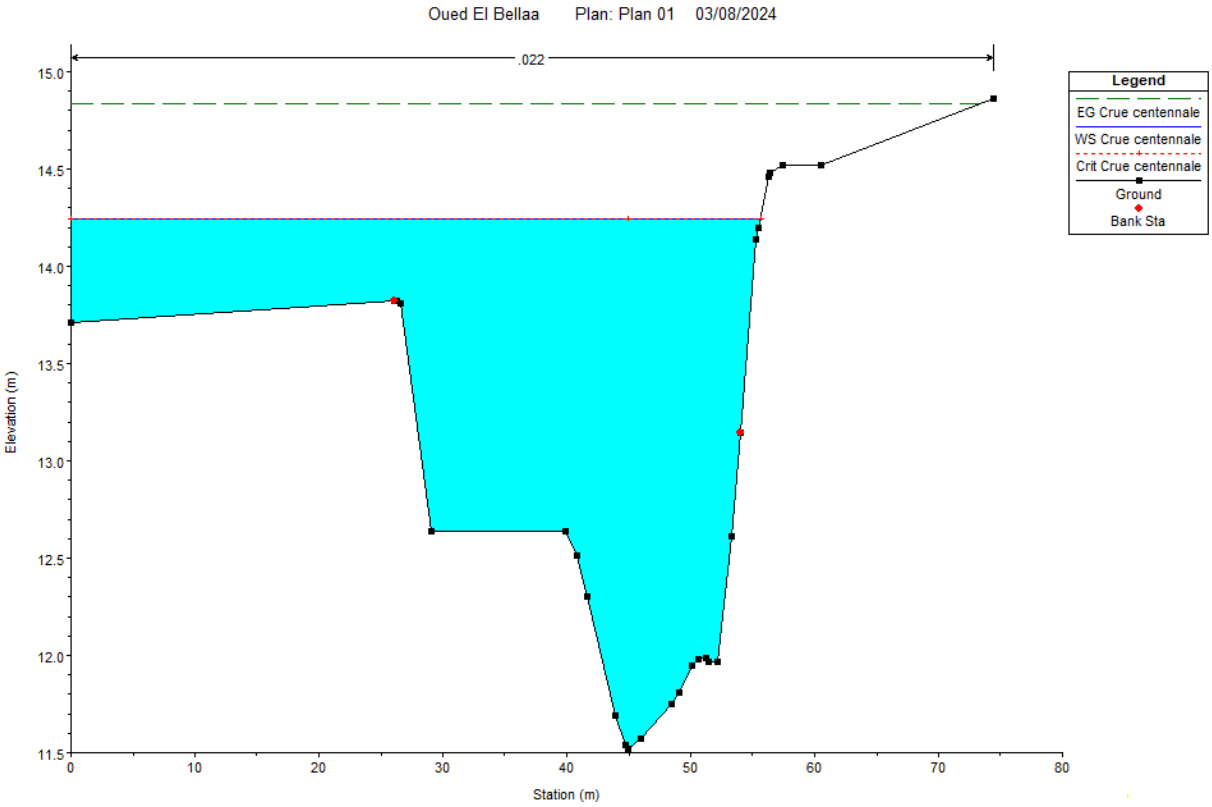


Figure V.16: Résultats de la simulation pour la station 1344

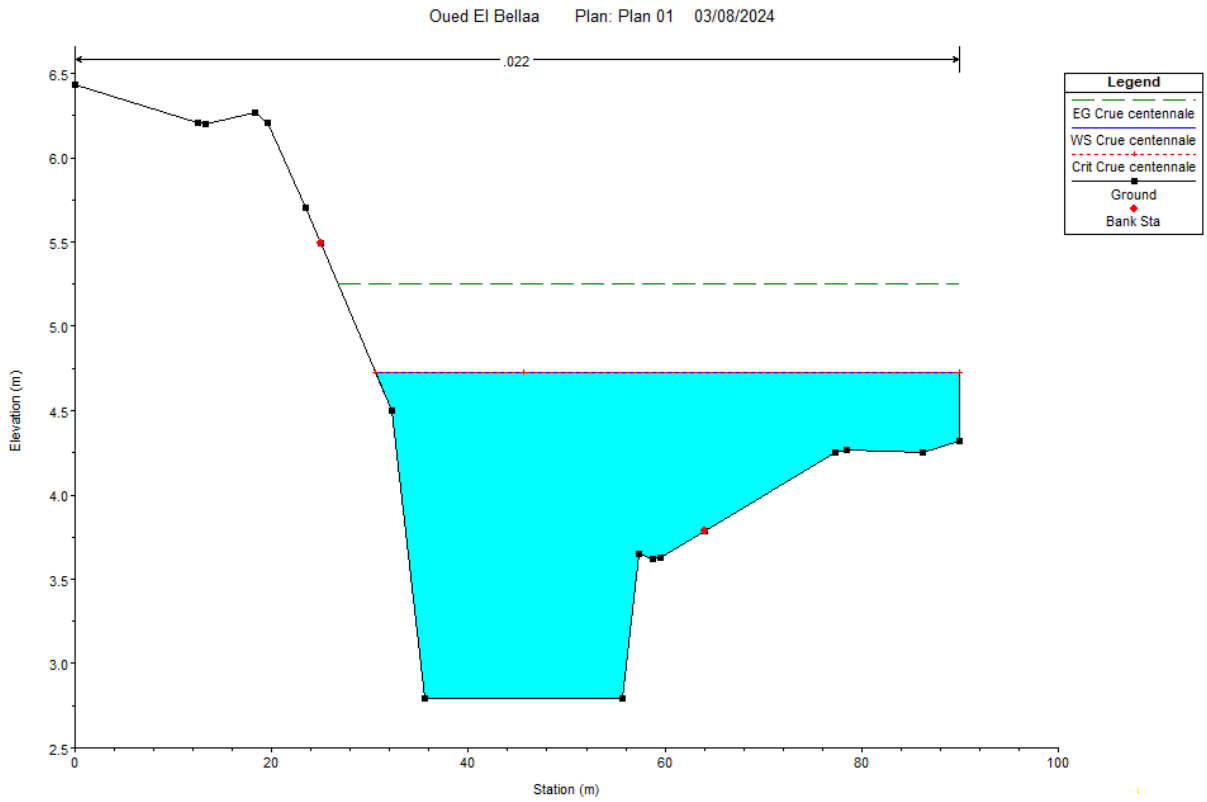


Figure V.17: Résultats de la simulation pour la station 80

Les paramètres hydrauliques pour tous les stations (sections en travers) sont présentées dans un tableau récapitulatif fourni par le logiciel HEC-RAS.

Tableau V.3. Principaux paramètres hydrauliques de l'Oued El Bellaa

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
4416	Crue centennale	203	34.34	36.86	36.59	37.52	0.00273	3.6	56.4	29.13	0.83
4393	Crue centennale	203	34.39	36.8		37.45	0.002671	3.57	56.83	29.21	0.82
4367	Crue centennale	203	34.39	36.95		37.32	0.001397	2.7	75.17	36.57	0.6
4341	Crue centennale	203	34.31	36.35	36.35	37.21	0.004114	4.13	49.17	28.21	1
4311	Crue centennale	203	34.19	36.56	35.79	36.83	0.001078	2.34	86.81	43.26	0.53
4277	Crue centennale	203	33.65	36.43		36.78	0.001537	2.62	77.41	42.56	0.62
4250	Crue centennale	203	33.48	36.49		36.72	0.000788	2.15	94.48	42.01	0.46
4221	Crue centennale	203	33.84	36.32		36.68	0.001652	2.69	77.12	45.63	0.64
4190	Crue centennale	203	33.41	36.4		36.6	0.000612	2.01	102.69	42.76	0.41
4153	Crue centennale	203	33.58	35.62	35.62	36.49	0.004129	4.13	49.16	28.29	1
4118	Crue centennale	203	33.21	34.33	34.87	36.13	0.019763	5.93	34.23	38.06	1.99
4077	Crue centennale	203	33.23	34.57	34.73	35.43	0.006223	4.11	49.81	41.69	1.18
4036	Crue centennale	203	32.08	34.61	34.39	35.18	0.002791	3.33	61.04	36.14	0.82
4001	Crue centennale	203	31.68	34.58		35.08	0.001899	3.14	64.9	32.84	0.7
3962	Crue centennale	203	31.94	34.39		34.99	0.002367	3.42	60.18	34.16	0.77
3917	Crue centennale	203	31.68	34.37		34.86	0.001953	3.17	68.16	42.2	0.7

3884	Crue centennale	203	31.85	34.4		34.76	0.001499	2.76	80.31	52.52	0.62
3842	Crue centennale	203	31.65	34.14	34.14	34.65	0.003576	3.4	67.46	63.53	0.91
3813	Crue centennale	203	31.1	33.87	32.98	34.07	0.000728	1.97	107.52	62	0.44
3776	Crue centennale	203	31.15	33.32	33.32	33.98	0.002899	3.68	60.61	47.92	0.85
3720	Crue centennale	203	30.12	33.33	32.71	33.61	0.001054	2.42	92.07	58.7	0.53
3680	Crue centennale	203	30.14	32.95	32.95	33.51	0.003187	3.37	64.92	66.07	0.87
3611	Crue centennale	203	30.03	31.75	32.15	33.08	0.009661	5.12	39.67	31.88	1.46
3551	Crue centennale	203	29.19	31.06	31.47	32.52	0.008944	5.34	37.99	26.59	1.43
3485	Crue centennale	203	28	30.55	31.14	31.98	0.007302	5.29	38.4	23.46	1.32
3411	Crue centennale	203	26.52	27.6	28.47	30.81	0.032298	7.93	25.58	26.26	2.57
3351	Crue centennale	203	26.34	27.97	28.34	29.37	0.008537	5.24	38.74	26.96	1.4
3295	Crue centennale	203	25.64	28.19	28.19	28.97	0.004163	3.92	51.81	36.03	1
3220	Crue centennale	203	24.37	25.66	26.38	28.17	0.024141	7.07	29.22	30.74	2.24
3157	Crue centennale	203	24.6	26.95	26.63	27.28	0.001471	2.79	87.33	72.51	0.62
3095	Crue centennale	203	24.44	26.94		27.18	0.000965	2.21	96.84	72.5	0.5
3038	Crue centennale	203	24.56	26.59	26.59	27.07	0.002506	3.32	75.56	82.93	0.79
2889	Crue centennale	203	23.14	24.13	24.7	26.08	0.023816	6.19	32.8	39.24	2.16
2828	Crue centennale	203	22.56	24.21	24.36	25.1	0.006159	4.2	48.38	37.36	1.18

2747	Crue centennale	203	21.77	23.04	23.44	24.4	0.011079	5.17	39.28	34.4	1.54
2676	Crue centennale	203	20.92	22.95	22.97	23.84	0.004274	4.16	48.77	28.47	1.02
2611	Crue centennale	203	20.16	21.93	22.33	23.39	0.008983	5.36	37.89	26.54	1.43
2589	Crue centennale	203	20.12	21.78	22.15	23.19	0.008041	5.26	38.81	26.67	1.37
2518	Crue centennale	203	20.04	21.98	21.98	22.82	0.003996	4.16	50.75	30.63	1
2421	Crue centennale	203	18.69	20.52	20.98	22.09	0.013237	5.56	36.66	33.58	1.68
2407	Crue centennale	203	18.62	20.31	20.81	21.91	0.013388	5.59	36.28	32.57	1.69
2383	Crue centennale	203	18.15	20.16	20.56	21.56	0.010428	5.24	38.73	31.45	1.51
2358	Crue centennale	203	18.32	20.16	20.41	21.25	0.007437	4.61	44.06	33.9	1.29
2328	Crue centennale	203	18.14	19.65	20.05	20.96	0.010749	5.22	41.52	41.81	1.53
2285	Crue centennale	203	18.2	20.48	19.6	20.67	0.000759	1.96	104.55	52.07	0.44
2231	Crue centennale	203	18.03	19.97	19.97	20.55	0.004588	3.57	60.81	52.02	1.01
2132	Crue centennale	203	16.64	18.17	18.69	19.75	0.012997	5.78	37	34.21	1.69
2043	Crue centennale	203	16.32	18.28	18.28	19.1	0.00382	4.06	51.46	32.16	0.98
1986	Crue centennale	203	15.4	16.24	16.79	18.47	0.037811	7.2	31.96	55.33	2.67
1943	Crue centennale	203	14.61	16.3	16.61	17.42	0.007797	4.92	44.82	39.25	1.34
1901	Crue centennale	203	14.83	17	16.21	17.17	0.000764	1.83	113.63	68.5	0.44
1867	Crue centennale	203	15.05	16.99		17.14	0.000755	1.84	119.49	76.1	0.44

1820	Crue centennale	203	14.61	17.03		17.09	0.000293	1.2	186.36	124.18	0.28
1718	Crue centennale	203	14.02	16.48	16.48	16.98	0.003114	3.35	70.26	66.59	0.86
1639	Crue centennale	203	13.38	15.46	15.79	16.59	0.00632	4.84	47	48.04	1.22
1576	Crue centennale	203	13.13	14.51	14.94	15.95	0.01991	5.41	38.2	49.46	1.94
1518	Crue centennale	203	12.66	14.81	14.32	15.09	0.001209	2.47	93.98	71.1	0.56
1413	Crue centennale	203	12.6	14.79		14.96	0.000768	1.99	112.76	66.92	0.45
1344	Crue centennale	203	11.52	14.25	14.25	14.83	0.002729	3.53	65.41	55.64	0.83
1248	Crue centennale	203	11.09	13.85	12.86	14.09	0.000878	2.26	96.4	51.23	0.48
1189	Crue centennale	203	10.4	13.1	13.1	13.94	0.003924	4.08	50.86	32.14	0.98
1144	Crue centennale	203	10.37	11.95	12.44	13.58	0.011539	5.64	35.97	28.24	1.6
1086	Crue centennale	203	9.66	11.11	11.65	12.86	0.012737	5.86	34.65	27.78	1.67
1038	Crue centennale	203	8.92	10.44	10.97	12.25	0.012316	5.95	34.09	25.88	1.66
966	Crue centennale	203	8.25	10.14	10.5	11.31	0.008923	4.84	43.16	40.25	1.4
907	Crue centennale	203	8.11	10.3	10.3	10.86	0.003265	3.6	65.73	56.34	0.88
814	Crue centennale	203	7.66	9.15	9.5	10.34	0.008342	4.97	43.8	41.79	1.39
683	Crue centennale	203	6.76	8.56	8.65	9.36	0.005332	4.12	52.17	39.14	1.1
642	Crue centennale	203	6.48	8.22	8.44	9.12	0.005588	4.39	51.41	45.34	1.14
564	Crue centennale	203	5.77	7.91	8.08	8.65	0.00553	4.15	56.78	59.5	1.11

503	Crue centennale	203	5.56	7.24	7.59	8.25	0.00671	4.64	52.36	80.63	1.24
433	Crue centennale	203	4.7	6.14	6.64	7.58	0.012289	5.47	39.21	38.52	1.63
312	Crue centennale	203	3.77	5.66	5.11	5.82	0.000952	1.84	115.13	82.26	0.48
244	Crue centennale	203	3.34	5.27		5.7	0.002638	2.9	70.52	54.21	0.78
187	Crue centennale	203	2.95	5.36		5.53	0.000987	1.99	113.77	85.39	0.49
136	Crue centennale	203	2.67	4.92	4.91	5.42	0.002771	3.36	71.01	66.11	0.82
80	Crue centennale	203	2.79	4.72	4.72	5.25	0.003152	3.39	67.16	59.31	0.87
45	Crue centennale	203	2.73	3.9	4.28	5.01	0.009912	4.68	43.96	45.23	1.45
5	Crue centennale	203	2.55	3.51	3.81	4.54	0.013329	4.49	45.39	58.8	1.61

Avec ;

- Min Ch. El : Altitude du radier du canal (m).
- W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé (m).
- Crit W.S : Altitude du plan d'eau critique (m).
- E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie (m).
- E.G Slope : Pente de la ligne d'énergie (m/m).
- Vel Ch : Vitesse d'écoulement (m/s).
- Flow Area : Section mouillée (m²).
- Top Width : Largeur au miroir (m).
- Froude #Chl : Nombre de Froude.

V.6 Discussion des résultats

La plupart des sections de l'oued El Bellaa sont clairement marquées par des débordements du niveau d'eau.

Selon les données fournies dans le tableau, nous constatons que :

Tout au long de l'oued El Bellaa, la vitesse d'écoulement oscille entre 1.2 m/s à 7,93 m/s

La profondeur d'eau varie de 1m à 3.1m

La variation du nombre de Froude varie de 0.28 à 2.67 ce qui signifie qu'il y a une variation d'écoulement tout au long de l'oued.

La simulation met en évidence l'exposition des habitants et du laboratoire pharmaceutique producteur de médicaments (SAIDAL) aux risques d'inondation, ce qui exige des aménagements hydrauliques adéquats pour les prévenir.

V.7 La Délimitation des zones inondables

La délimitation des zones inondables est l'un des objectifs de ce chapitre. En se basant sur les résultats de la simulation précédente et en utilisant l'application RAS-Mapper intégrée dans HEC-RAS version 6.1.0, nous avons réalisé une carte des zones inondables dans notre zone d'étude pour un débit de crue de cent ans, comme illustré dans la figure ci-dessous :

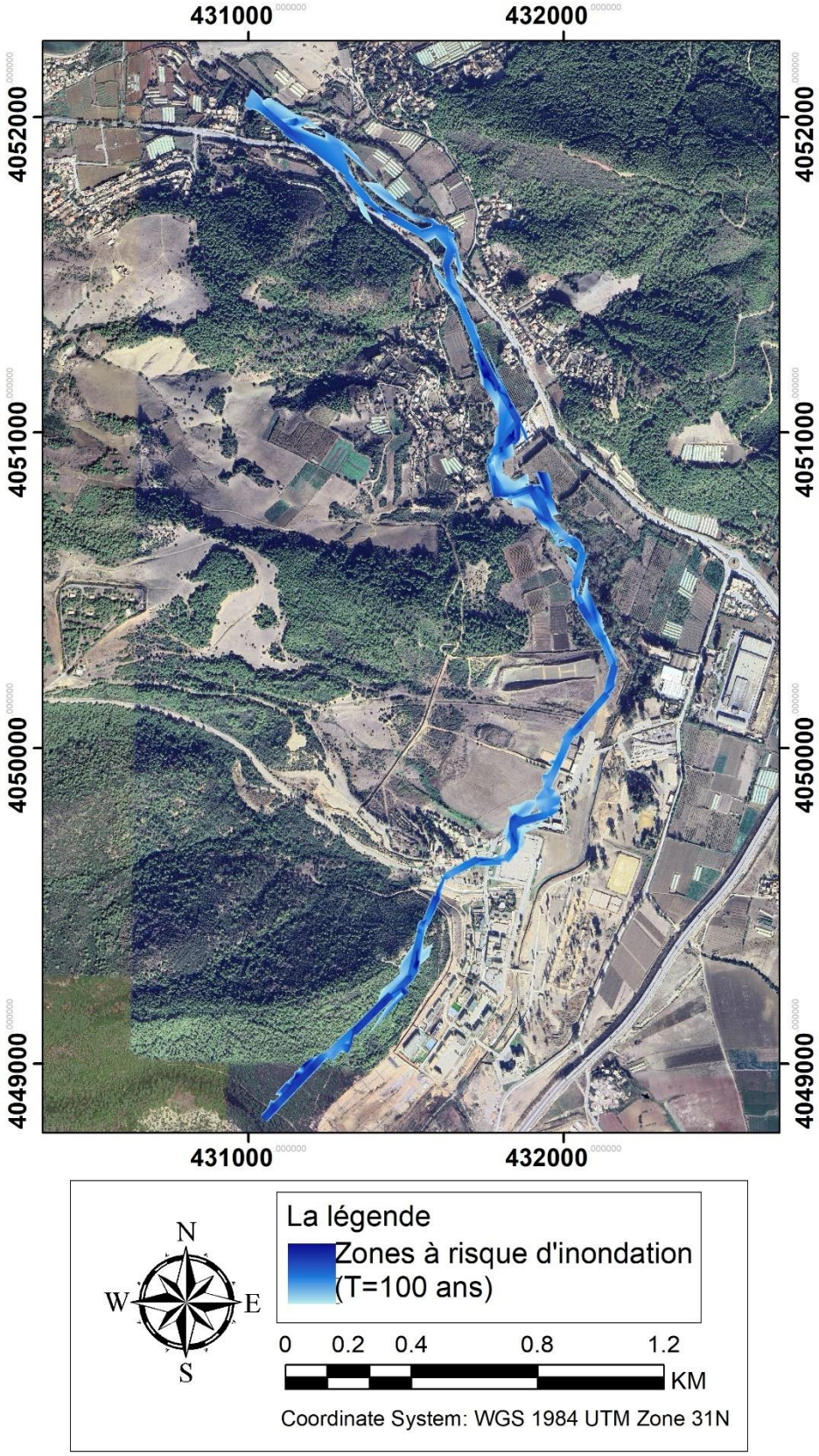


Figure V.18: la carte des zones inondables avant aménagement

Le tableau ci-dessous résume les zones inondables et les enjeux :

Tableau V.4. Enjeux et zones inondables suivant l'objectif de protection

Tronçons	Enjeux présents	T(années)	Inondabilité des enjeux présents au regard de l'objectif de protection proposé
1	Terrain agricole	100	Inondable
	Pont	100	Inondable
2	Quelques habitants sur la rive gauche de l'oued	100	Les habitants sont moins vulnérables aux inondations
	Usine Saidal sur la rive droite de l'oued	100	Non inondable
	Terrain agricole	100	Inondable
	Piste	100	Inondable
3	Terrain agricole	100	Inondable
	Piste	100	Inondable
4	Route nationale côtière (N11)	100	Inondable

La carte ci-dessous présente l'ensemble des ouvrages traversés par ce cours d'eau qui requièrent un aménagement hydraulique approprié.

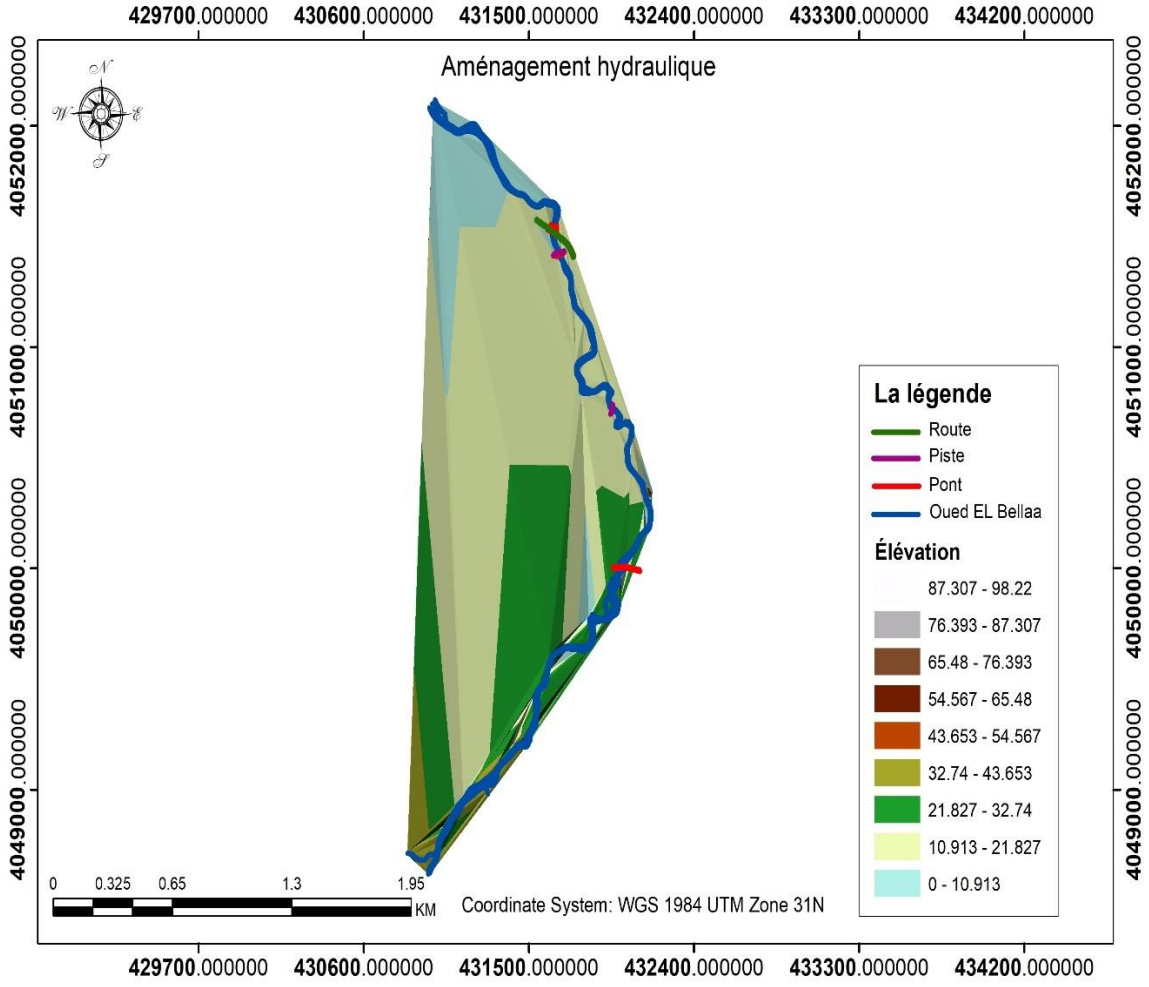


Figure V.19: La représentation cartographique des structures traversées par Oued El Bellaa

V.8 Études d'aménagement

L'aménagement vise à recréer un chenal d'écoulement adapté à l'écoulement au niveau d'étiage et des crues, un aménagement dont le but est la réduction des risques des inondations au niveau des routes, les pistes surtout les zones bâtis en aval de l'oued. De mémé la conservation des eaux et sols, le contrôle de l'érosion, constituent les principaux objectifs de ce projet.

Les objectifs principaux de l'étude visent à :

Permettre un écoulement normal des eaux

Protéger efficacement les secteurs bâtis vis-à-vis les inondations

Protéger le lit et les berges contre l'érosion

Améliorer le cadre de vie (pollutions olfactives, aspect visuel)

V.8.1 Hypothèses de calcul

Lors de la conception des canaux à surface libre, on considère que l'écoulement est uniforme tout au long du canal. On qualifie un écoulement d'uniforme lorsque ses

caractéristiques restent constantes tant dans le temps que dans l'espace. Afin de garantir une circulation uniforme, il est nécessaire que :

Le débit de l'eau dans le canal soit constant (Q=constant).

Le canal est prismatique.

Le canal présente une profondeur d'eau constante tout au long de sa longueur.

Une pente constante.

Une rugosité du fond et des parois constantes en longueur (n=constante).

V.8.2 Les formules de dimensionnement des canaux

La méthode de dimensionnement utilisée est celle de Manning Strickler, qui est représentée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times S_m \times I^{\frac{1}{2}} \ [m^3/s] \quad \text{..... (V.5)}$$

Avec ;

Q : débit de dimensionnement (m^3/s).

n : rugosité du canal.

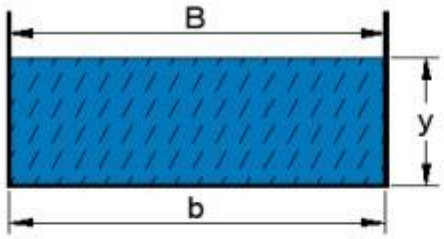
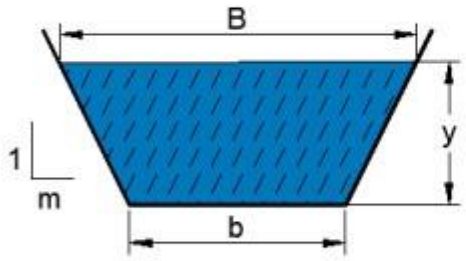
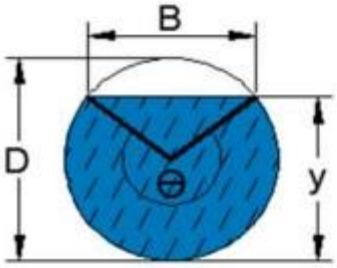
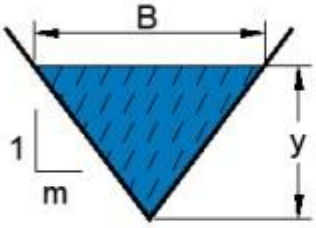
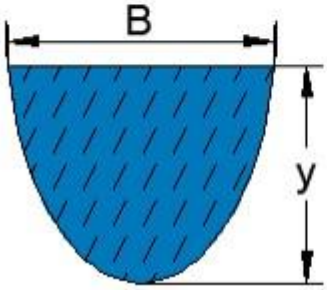
S_m : section mouillée du canal en (m^2).

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

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \text{..... (V.6)}$$

Tableau V.5. Différents types des canaux avec leurs caractéristiques géométriques

	**Type**	Rectangulaire
	Largeur au miroir B	b
	Surface S	$b*y$
	Périmètre P	$b+2y$
	Rayon hydraulique R	$\frac{b*y}{b+2y}$
	**Type**	Trapézoïdale
	Largeur au miroir B	$b+2m*y$
	Surface S	$(b+my)*y$
	Périmètre P	$b+2y\sqrt{1+m^2}$
	Rayon hydraulique R	$\frac{(b+my)*y}{b+2y\sqrt{(1+m^2)}}$
	**Type**	Circulaire
	Largeur au miroir B	$2\sqrt{y(D-y)}$
	Surface S	$\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)D^2$
	Périmètre P	$\frac{1}{2}\theta D$
	Rayon hydraulique R	$\frac{1}{4}\left[1-\frac{\sin\theta}{\theta}\right]D$
	**Type**	Triangulaire
	Largeur au miroir B	$2my$
	Surface S	my^2
	Périmètre P	$2y\sqrt{1+m^2}$
	Rayon hydraulique R	$\frac{my}{2\sqrt{1+m^2}}$
	**Type**	Parabolique
	Largeur au miroir B	$\frac{3S}{2y}$
	Surface S	$\frac{2}{3}By$
	Périmètre P	$B+\frac{8y^2}{3B}$
	Rayon hydraulique R	$\frac{2B^2y}{3B^2+8y^2}$

V.8.3 Choix des paramètres de dimensionnement

V.8.3.1 La pente du projet

Avant de procéder au calcul hydraulique, il est crucial de choisir la pente du projet. Dans notre situation, nous avons opté pour quatre pentes.

V.8.3.2 Vitesse d'érosion

Pour éviter que le fond et les berges des canaux ne soient rompus par l'action dynamique d'un courant d'eau, il est important que la vitesse de celui-ci ne dépasse pas la vitesse limite maximale.

Tableau V.6. Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident

Lit	Vitesse Ver (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.5-4.0
Gabions	4.0-6.0
Revêtement en béton	6.0-10.0
Béton amélioré	>10

V.8.3.3 Revanche des canaux

Il est toujours nécessaire de prévoir une revanche de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée dans les canaux à surface libre, afin de prendre en considération l'accumulation de dépôts solides, la croissance de la végétation et les vagues causées par le vent. C'est pourquoi nous proposons les valeurs suivantes :

Tableau V.7. Revanches utilisées

Débit (m^3/s)	<0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 85	>85
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

V.8.4 Études des variantes

Dans cette étude, les variantes suggérées pour l'aménagement du cours d'eau sont les suivantes :

V.8.4.1 Première variante : Canal en Béton

Le bétonnage semble être la solution la plus facile (ce n'est pas le cas), mais il est probable que cela soit la solution la plus coûteuse et la plus inadaptée à l'environnement. Il est essentiel d'effectuer un dimensionnement rigoureux en prenant en compte les données géotechniques telles que la poussée des sols et la portance, entre autres. Le calcul sera en accord avec les vitesses limites d'écoulement et les vitesses minimales pour éviter les dépôts excessifs.

Dans notre situation spécifique, nous avons opté pour un canal trapézoïdal en béton armé, avec un fruit de talus m = 0.577, cela rend la réalisation d'un angle de 60 ° sur le terrain plus facile.



Figure V.20: Cours d'eau Bétonné

Nous avons opté pour une largeur au fond de 22 mètres pour la variante 1, et nous avons utilisé un coefficient de rugosité de 0,014 (béton).

Le tableau suivant présente les dimensions et les résultats de calcul de chaque tronçon

Tableau V.8. Analyse des caractéristiques de chaque tronçon en utilisant les résultats de la variante 1

Débit	Tronçon	Largeur de chaque tronçon	La pente (I)	La largeur du fond (b)	Profondeur de l'eau (y)	Section (S)	Vitesse (V)	Nombre de Froude (Fr)	Type d'écoulement
m^3/s	/	(m)	%	(m)	(m)	m^2	m/s	/	/
203	1	1288.13	0.78	22	1.28	29.11	6.97	1.97	Torrentiel
	2	932.88	0.76	22	1.29	29.34	6.92	1.94	Torrentiel
	3	1070.02	0.68	22	1.33	30.28	6.70	1.86	Torrentiel
	4	953.8	0.58	22	1.4	31.93	6.36	1.72	Torrentiel

V.8.4.1.1 Conception du canal en béton

Le béton occupe une place prépondérante dans le canal trapézoïdal dans cette variante, avec une épaisseur de e_b=25 cm pour la radier et les côtés du canal, et une épaisseur $e_{b.p}$=10 cm pour le béton de propreté.

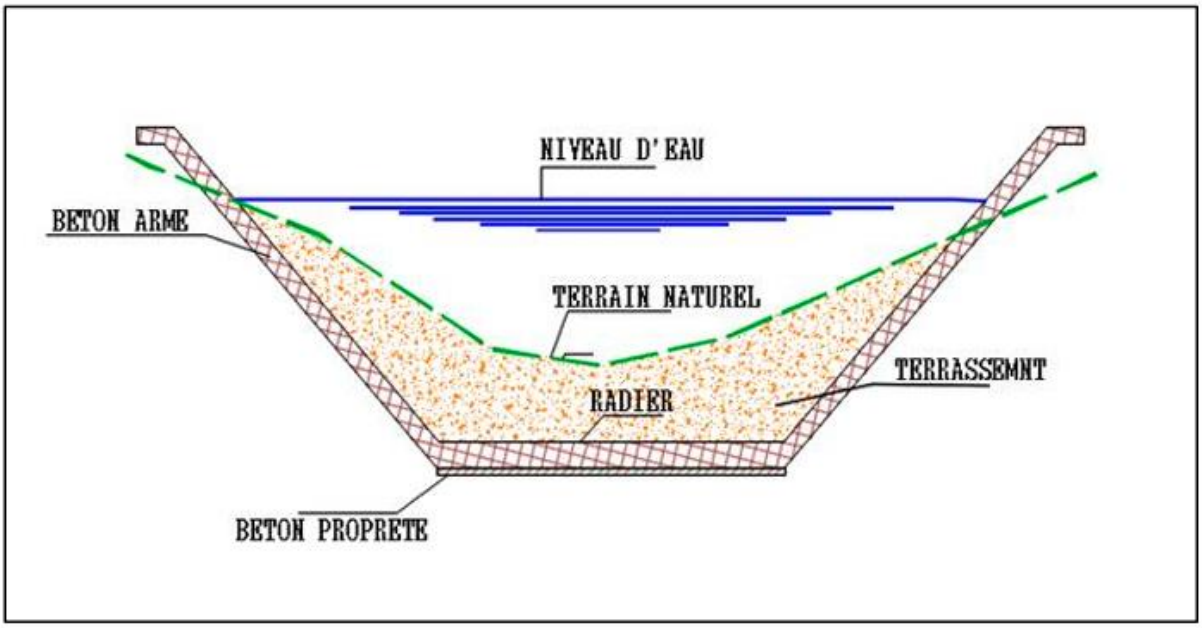


Figure V.21: Canal trapézoïdale en béton

Tableau V.9. Epaisseurs des bétons de la variante 1

	Epaisseur	Unité
Béton e_b	0.25	m
Béton de propreté $e_{b.p}$	0.1	m

1) Calcul des sections des bétons de la variante 1

Tableau V.10. Hauteurs de la variante 1

Tronçons	y (m)	R (m)	Y=y+R
1	1.28	0.9	2.18
2	1.29	0.9	2.19
3	1.33	0.9	2.23
4	1.4	0.9	2.3

Tableau V.11. Sections des bétons du canal de la variante 1

			L (m)	l (m)	A (m^2)
Béton	Tronçon 1	Fond	1288.13	22.00	28338.86
		Talus droit	1288.13	2.52	3242.05
		Talus gauche	1288.13	2.52	3242.05
	Tronçon 2	Fond	932.88	22	20523.36
		Talus droit	932.88	2.53	2358.70
		Talus gauche	932.88	2.53	2358.70
	Tronçon 3	Fond	1070.02	22	23540.44
		Talus droit	1070.02	2.57	2754.86
		Talus gauche	1070.02	2.57	2754.86
	Tronçon 4	Fond	953.8	22	20983.60
		Talus droit	953.8	2.66	2532.73
		Talus gauche	953.8	2.66	2532.73
Béton de propreté	Tous les tronçons	Fond	4244.83	22	93386.26

2) Volumes des bétons

Tableau V.12. Volumes des bétons de la variante 1

			A (m^2)	e (m)	V (m^3)	V totale (m^3)
Béton	Tronçon 1	Fond	28338.86	0.25	7084.72	28790.74
		Talus droit	3242.05	0.25	810.51	
		Talus gauche	3242.05	0.25	810.51	
	Tronçon 2	Fond	20523.36	0.25	5130.84	
		Talus droit	2358.70	0.25	589.68	
		Talus gauche	2358.70	0.25	589.68	
	Tronçon 3	Fond	23540.44	0.25	5885.11	
		Talus droit	2754.86	0.25	688.72	
		Talus gauche	2754.86	0.25	688.72	
	Tronçon 4	Fond	20983.60	0.25	5245.90	
		Talus droit	2532.73	0.25	633.18	
		Talus gauche	2532.73	0.25	633.18	
Béton de propreté	Tous les tronçons	Fond	93386.26	0.1	9338.63	9338.63

V.8.4.1.2 Estimation du coût de la variante 1

Tableau V.13. Devis quantitatif estimatif de la variante 1

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	83195	700.00	58236500.00
2	Remblais	m^3	25196	700.00	17637200.00
3	Béton	m^3	28790.74	30000.00	863722200.00
4	Béton de propreté	m^3	9338.63	13000.00	121402138.00
				HT (DA)	1060998038.00
				TVA (19%)	/
				Total TTC (DA)	1262587665.00

V.8.4.1.3 Interprétation de la variante 1

La première variante suggérée est la création d'un canal en béton avec un profil trapézoïdale. Nous avons suggéré une largeur au fond (b) de 22 mètres. En utilisant l'équation de Manning Strickler, nous avons calculé les dimensions de tous les tronçons pour un débit de 203 m^3/s. La profondeur de la variante 1 varie de 1,28 à 1,4m. Au niveau de sa vitesse, elle diminue de 6,97 à 6,36 m/s, et son régime d'écoulement torrentiel fluctue entre 1.97 et 1.72. Les résultats obtenus suggèrent que les dimensions calculées garantissent le passage de la crue avec un type d'écoulement torrentiel en raison de la rugosité du canal ($n_{béton}$), ce qui a entraîné une augmentation de la vitesse et du nombre de Froude.

Les volumes des déblais, des remblais, du béton et du béton de propreté nécessaires pour la réalisation ont été calculés pour le coût de la variante 1.

Voici les résultats de dimensionnement et quelques sections en travers d'oued El Bellaa :

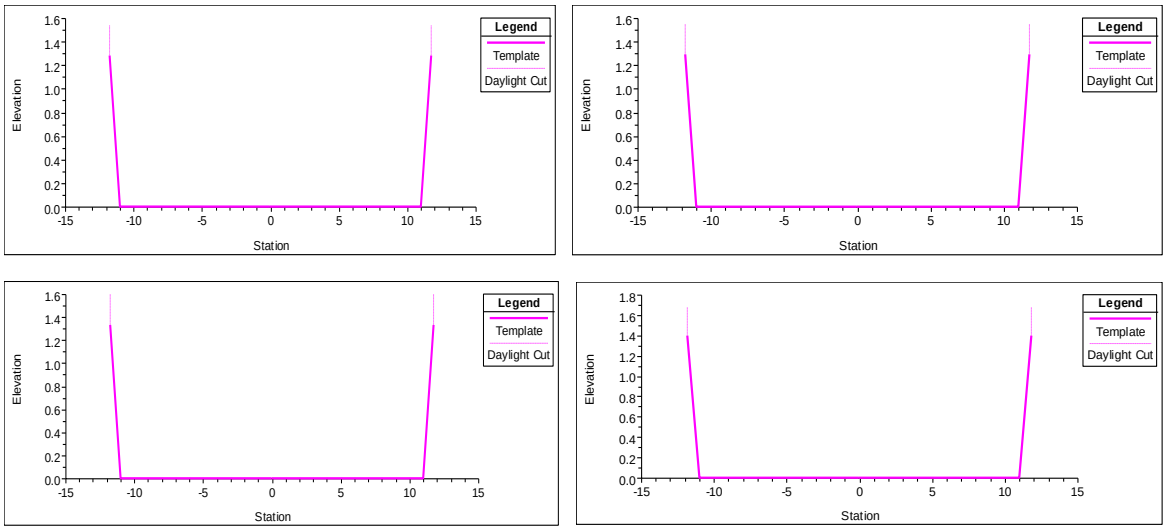


Figure V.22: Profile en travers des tronçons 1,2,3et 4 aménagés en béton

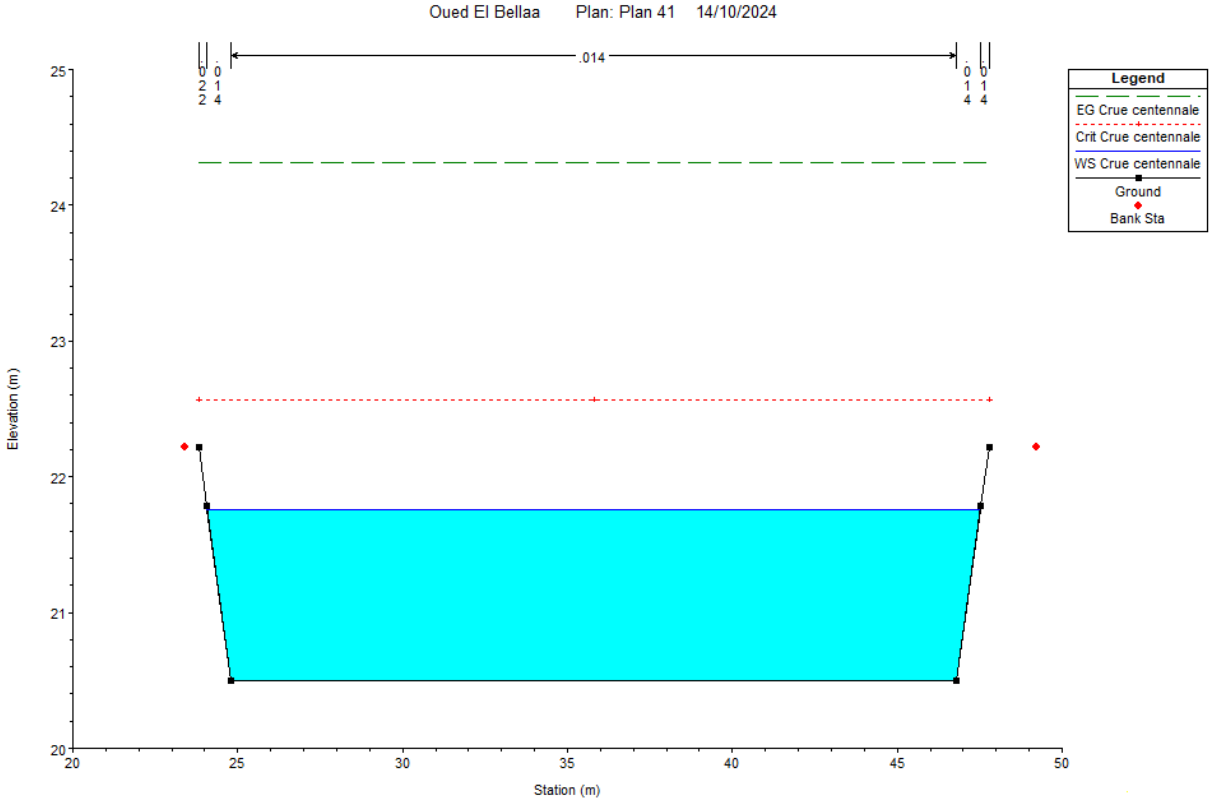


Figure V.23: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en béton qui fait partie du tronçon 1

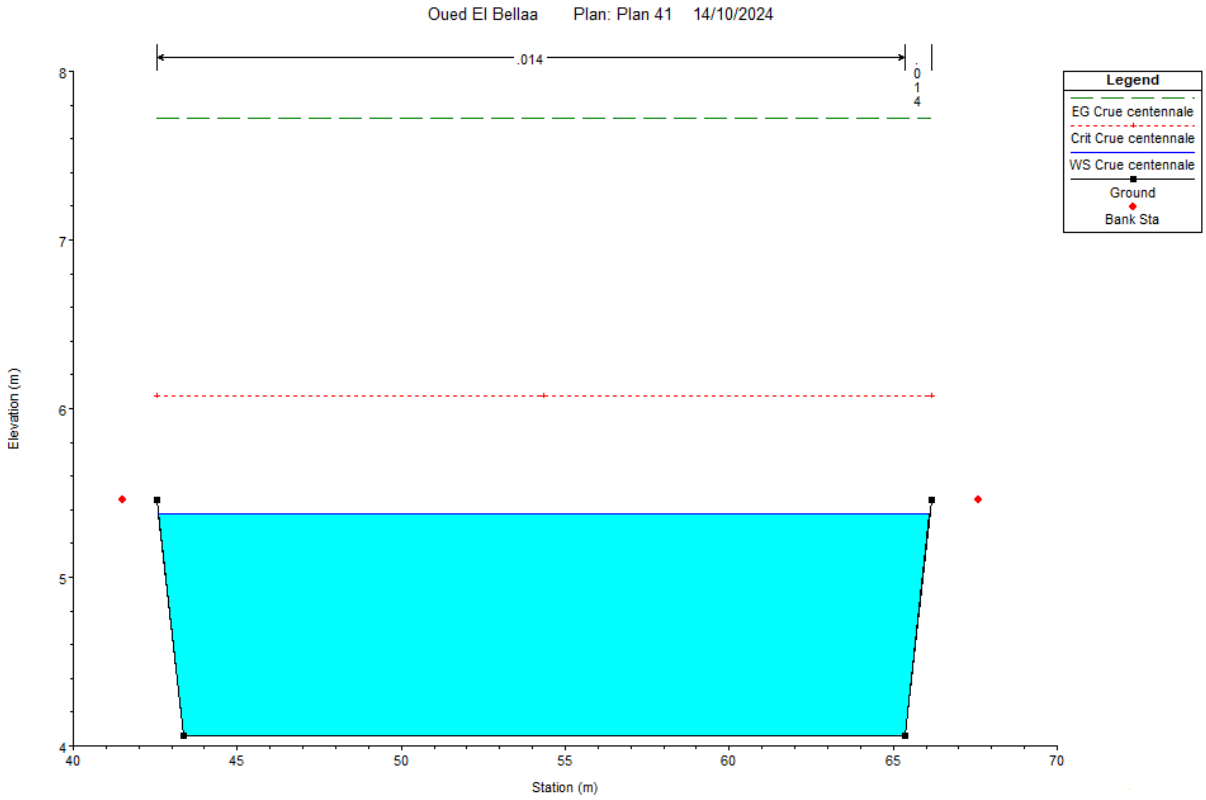


Figure V.24: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en béton qui fait partie du tronçon 4

V.8.4.2 Deuxième variante : Canal trapézoïdale en enrochement

L'enrochement c'est une technique très fréquente qui consiste à stabiliser les berges (et le fond) par un empilement d'enrochement de carrière avec un fruit des talus assez faible de l'ordre de 1.5/1 à 2/1 pour l'enrochement libre sans lien de béton.

Pour dimensionner la protection il faut très bien estimer la stabilité des talus ainsi que la résistance à la vitesse du courant.

La deuxième variante a été sélectionnée avec une largeur au fond de 22 mètres, avec un coefficient de rugosité de 0.025 (enrochement) et un fruit de talus m=1.5

Le tableau suivant présente les dimensions et les résultats de calcul de chaque tronçon

Tableau V.14. Analyse des caractéristiques de chaque tronçon en utilisant les résultats de la variante 2

Débit	Tronçon	Largeur de chaque tronçon	La pente (I)	La largeur du fond (b)	Profondeur de l'eau (y)	Section (S)	Vitesse (V)	Nombre de Froude (Fr)	Type d'écoulement
m^3/s	/	(m)	%	(m)	(m)	m^2	m/s	/	/
203	1	1288.13	0.78	22	1.76	44.92	4.52	1.09	Torrentiel
	2	932.88	0.76	22	1.77	45.21	4.49	1.08	Torrentiel
	3	1070.02	0.68	22	1.83	46.96	4.32	1.02	Torrentiel
	4	953.8	0.58	22	1.92	49.61	4.09	0.94	Fluviale



Figure V.25: Protection par enrochement avec géotextile et sans

V.8.4.2.1 Conception du canal en enrochement

L'aménagement en enrochement de l'Oued El Bellaa, qui vise à préserver les ouvrages traversés par ce cours d'eau contre les crues, nécessite un tonnage estimé de 1 à 1,5 tonne. Les roches ont un diamètre médian (D_{50}) d'environ 0,5 m.

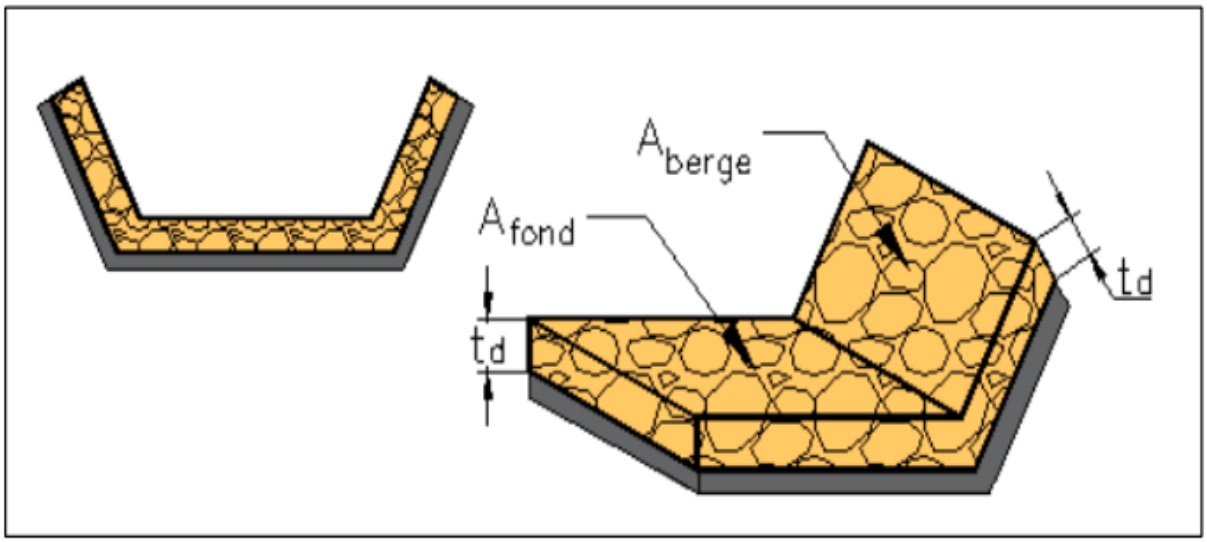


Figure V.26: Canal en enrochement

Epaisseur orthogonale théorique t_d (m) :

$$t_d = n \times D_{50} \quad \text{(V.6)}$$

Avec ;

n : nombre de couche n = 1

D_{50} : Diamètre médian D_{50}=0.5 m

Volume globale de dimensionnement $V_{b.d}(m^3)$:

$$V_{b.d} = A \times t_d \quad \text{(V.7)}$$

Avec ;

A : Surface (m^2)

Tel que : $A = L \times l$ et $l_{talus} = Y \times \sqrt{1 + m^2}$

Tableau V.15. Hauteurs de la variante 2

Tronçon	y (m)	R (m)	Y=y+R
1	1.76	0.9	2.66
2	1.77	0.9	2.67
3	1.83	0.9	2.73
4	1.92	0.9	2.82

Tableau V.16. Sections d'enrochement du canal de la variante 2

		L (m)	l (m)	A (m^2)
Tronçon 1	Fond	1288.13	22.00	28338.86
	Talus droit	1288.13	4.80	6177.08
	Talus gauche	1288.13	4.80	6177.08
Tronçon 2	Fond	932.88	22	20523.36
	Talus droit	932.88	4.81	4490.33
	Talus gauche	932.88	4.81	4490.33
Tronçon 3	Fond	1070.02	22	23540.44
	Talus droit	1070.02	4.92	5266.19
	Talus gauche	1070.02	4.92	5266.19
Tronçon 4	Fond	953.8	22	20983.60
	Talus droit	953.8	5.08	4848.95
	Talus gauche	953.8	5.08	4848.95

3) Calcul des volumes d'enrochement de la variante 2

Tableau V.17. Volumes d'enrochement de la variante 2

		n	D_{50}(m)	t_d (m)	A (m^2)	V (m^3)
Tronçon 1	Fond	1	0.5	0.5	28338.86	14169.43
	Talus droit	1	0.5	0.5	6177.08	3088.54
	Talus gauche	1	0.5	0.5	6177.08	3088.54
Tronçon 2	Fond	1	0.5	0.5	20523.36	10261.68
	Talus droit	1	0.5	0.5	4490.33	2245.17
	Talus gauche	1	0.5	0.5	4490.33	2245.17
Tronçon 3	Fond	1	0.5	0.5	23540.44	11770.22
	Talus droit	1	0.5	0.5	5266.19	2633.09
	Talus gauche	1	0.5	0.5	5266.19	2633.09
Tronçon 4	Fond	1	0.5	0.5	20983.60	10491.8
	Talus droit	1	0.5	0.5	4848.95	2424.48
	Talus gauche	1	0.5	0.5	4848.95	2424.48
				Volume globale (m^3)		67475.68

4) Calcul des sections du géotextile de la variante 2

Tableau V.18. Sections du géotextile de la variante 2

		A (m^2)	A totale (m^2)
Tronçon 1	Fond	28338.86	134951.37
	Talus droit	6177.08	
	Talus gauche	6177.08	
Tronçon 2	Fond	20523.36	
	Talus droit	4490.33	
	Talus gauche	4490.33	
Tronçon 3	Fond	23540.44	
	Talus droit	5266.19	
	Talus gauche	5266.19	
Tronçon 4	Fond	20983.60	
	Talus droit	4848.95	
	Talus gauche	4848.95	

V.8.4.2.2 Estimation du coût de la variante 2

Tableau V.19. Devis quantitatif estimatif de la variante 2

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	92655	700.00	64858500.00
2	Remblais	m^3	17772	700.00	12440400.00
3	Enrochement	m^3	67475.68	12000.00	809708191.00
4	Géotextile	m^2	134951.37	800.00	107961096.00
				HT (DA)	994968187.00
				TVA (19%)	/
				Total TTC (DA)	1184012143.00

V.8.4.2.3 Interprétation de la variante 2

Notre deuxième proposition consiste à concevoir un canal de profil trapézoïdal en enrochement. Nous avons suggéré une largeur au fond (b) de 22 mètres comme la première variante. Ensuite, nous avons calculé les dimensions de tous les tronçons en utilisant l'équation de Manning Strickler pour un débit de 203 m^3/s. La deuxième variante a une profondeur de projet allant de 1.76 à 1.92 m et une vitesse qui s'abaisse de 4.52 à 4.09 m/s. Elle présente un écoulement torrentiel dans les trois premiers tronçons et un écoulement fluvial dans le dernier tronçon. Les calculs effectués nous ont permis de déterminer que les dimensions calculées du canal trapézoïdal proposé d'oued El Bellaa sont les plus appropriées pour protéger contre les crues centennales.

Pour le coût de la variante 2 nous avons calculé les volumes des déblais, remblais, d'enrochement et aussi la quantité du géotextile nécessaires pour la réalisation.

Voici les résultats de dimensionnement et quelques sections en travers d'oued El Bellaa :

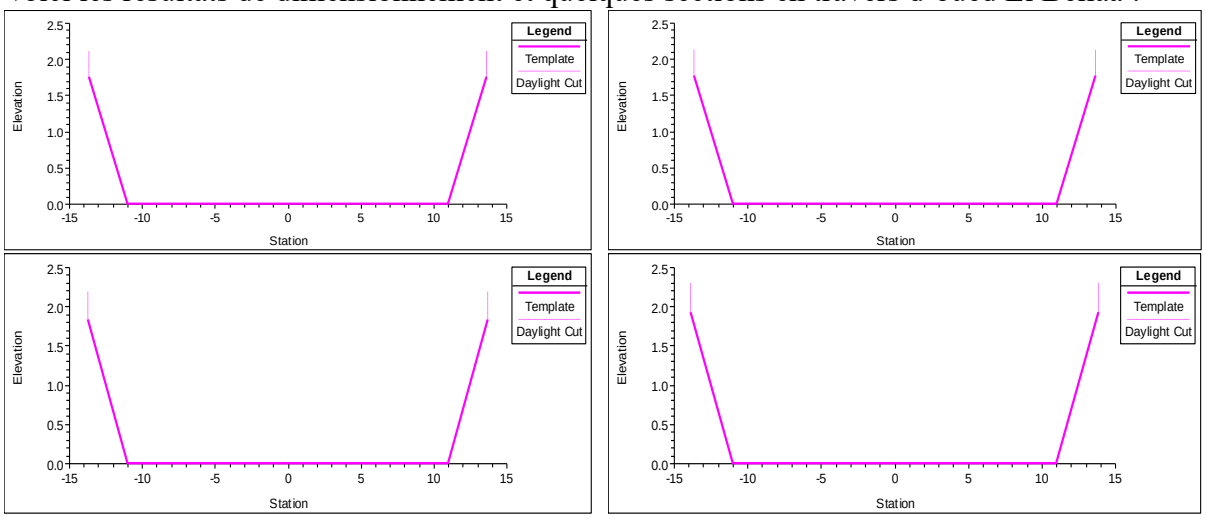


Figure V.27: Profile en travers des tronçons 1,2,3et 4 aménagés en enrochement

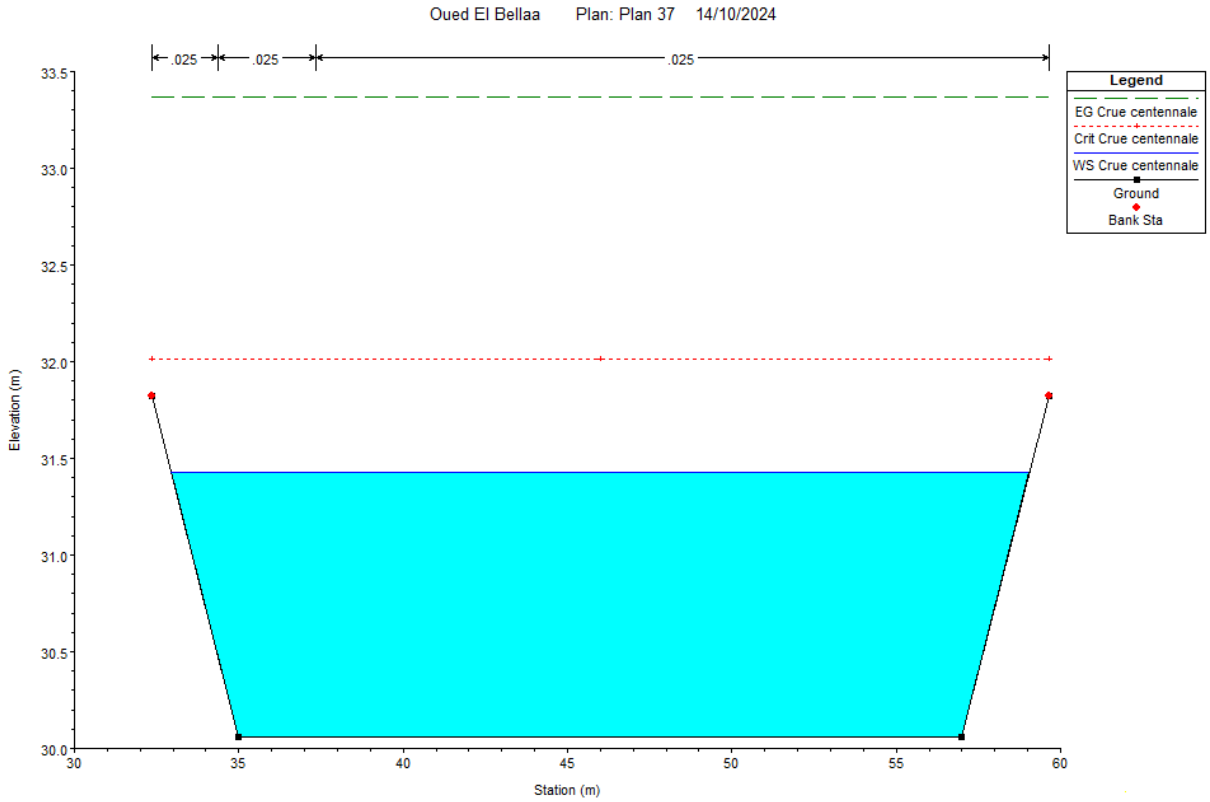


Figure V.28: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en enrochement qui fait partie du tronçon 1

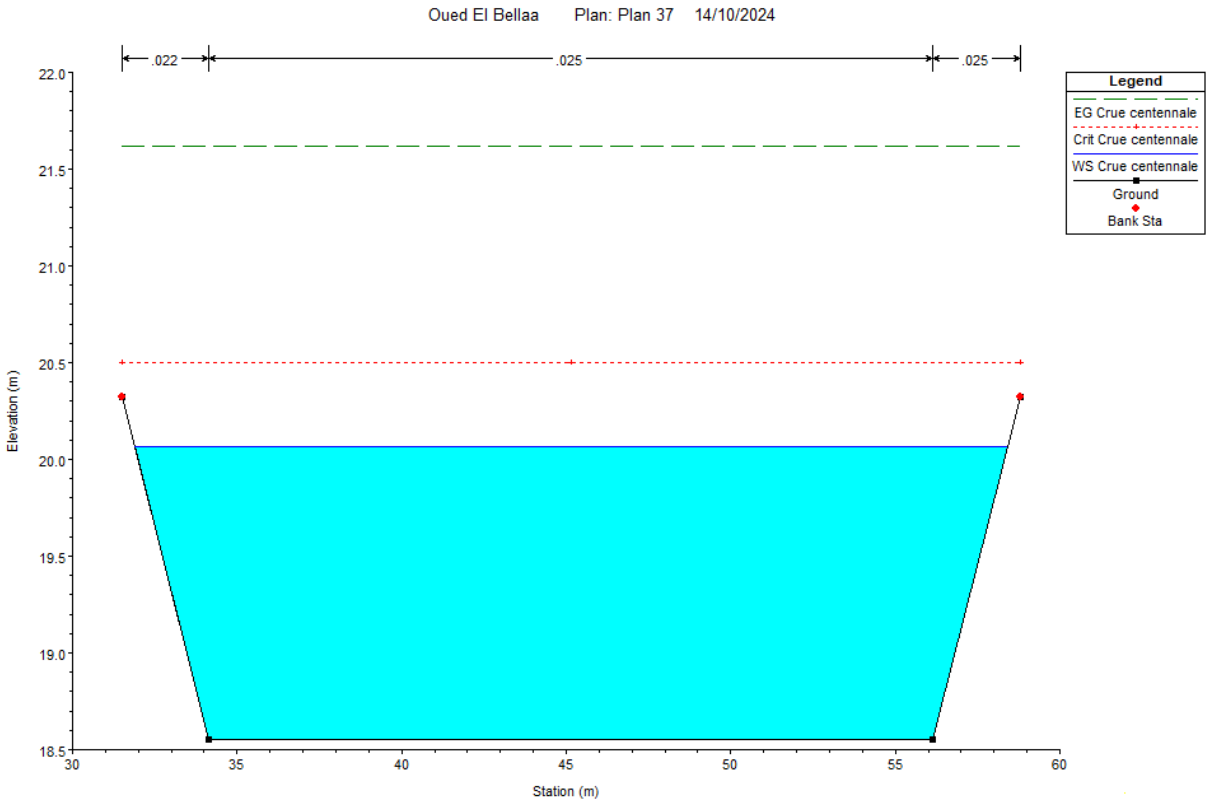


Figure V.29: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en enrochement qui fait partie du tronçon 2

V.8.4.3 Troisième variante : Canal en gabion

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

Dans notre situation, nous allons utiliser des gabions mesurant entre 100 et 200 mm de diamètre (d_{50}= 150 mm), avec un coefficient de rugosité n d'environ 0,030 ($s/m^{\frac{1}{3}}$).



Figure V.30: Gabions

V.8.4.3.1 Calcul d'un canal en gabion

On utilise principalement des matelas en gabions pour les revêtements et les protections contre les affouillements. Dans notre situation, nous avons choisi les dimensions des cages de 1 m^3, car leur longueur, leur largeur et leur hauteur sont de 1 m. La mise en place des canaux en gabion est unique, les sacs sont disposés de manière à créer un escalier qui garantit la stabilité des berges.

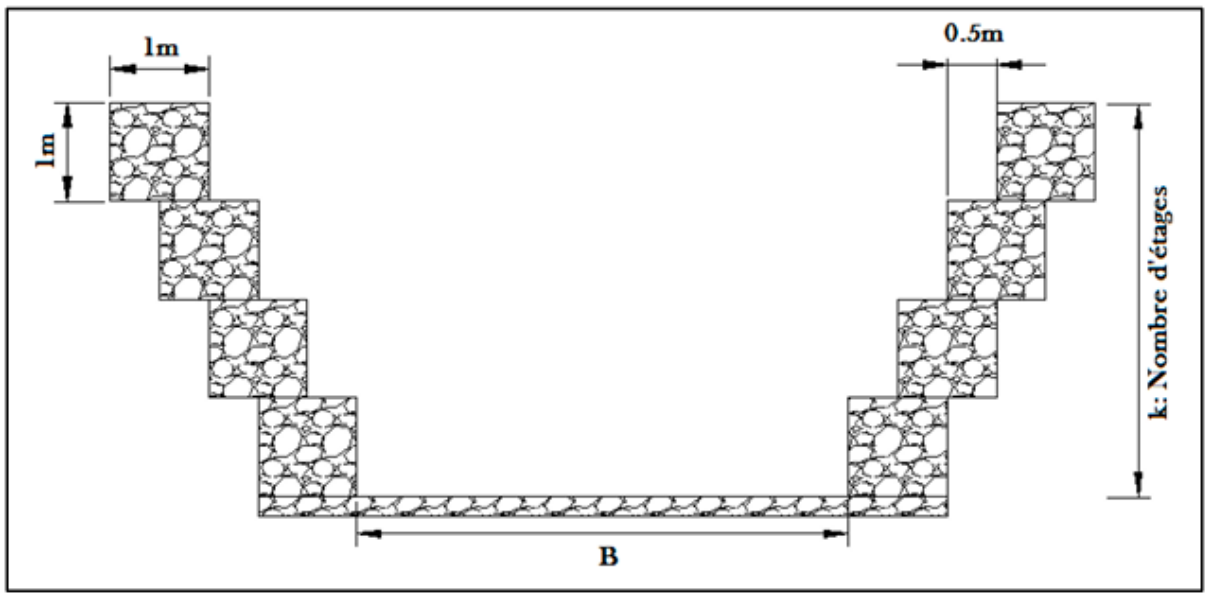


Figure V.31: Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau V.20. Caractéristique géométrique de la section gabionnée

Caractéristique	Section S_m (m^2)	Périmètre P_m (m)	Rayon hydraulique R_h (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1)+b.k$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k-1)+b.k}{b+3k-1}$

k: nombre d'étages ; b : base canal

On fixe la largeur de la base, puis on détermine le nombre d'étages capables d'évacuer le débit de crue.

- **Dimensionnement**

Afin de dimensionner ce canal, nous avons établi une largeur de canal (b) de 22 mètres. La pente diffère selon chaque tronçon. Par la suite, nous avons déterminé le nombre d'étages k pour une crue centennal de 203 m3/s.

Tableau V.21. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le premier tronçon (I=0.78%)

k	Q (m^3/s)	S (m^2)	P(m)	R (m)
1	61.12	22	24	0.92
2	186.22	45	27	1.67
3	353.94	69	30	2.30
4	556.07	94	33	2.85

Tableau V.22. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le deuxième tronçon (I=0.76%)

k	Q(m^3/s)	S (m^2)	P(m)	R (m)
1	60.33	22	24	0.92
2	183.82	45	27	1.67
3	349.37	69	30	2.30
4	548.90	94	33	2.85

Tableau V.23. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le troisième tronçon (I=0.68%)

k	Q (m^3/s)	S (m^2)	P(m)	R (m)
1	57.06	22	24	0.92
2	173.88	45	27	1.67
3	330.47	69	30	2.30
4	519.20	94	33	2.85

Tableau V.24. Les résultats du calcul des nombres d'étages du canal en gabion pour le quatrième tronçon (I=0.58%)

k	Q (m^3/s)	S (m^2)	P(m)	R (m)
1	52.70	22	24	0.92
2	160.58	45	27	1.67
3	305.21	69	30	2.30
4	479.51	94	33	2.85

V.8.4.3.2 Estimation du coût de la variante 3

Tableau V.25. Devis quantitatif estimatif de la variante 3

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	326520	700.00	228564000.00
2	Remblais	m^3	27366	700.00	19156200.00
3	Nombre de gabions (caissons)	unité	21225	4000.00	84900000.00
4	Pierre de rivière ou galet	m^3	21225	1800.00	38205000.00
				HT (DA)	370825200.00
				TVA (19%)	/
				Total TTC (DA)	441281988.00

V.8.4.3.3 Interprétation de la variante 3

Notre troisième suggestion est de créer un canal en gabion. La largeur du fond (b=22 m) a été conservée, tout comme les deux premières variantes. Par la suite, nous avons effectué le calcul des propriétés géométriques de la section gabionnée afin d'arriver au nombre d'étages où en pout empêcher le débordement de l'eau sur les rives avec un débit qui doit être supérieure par rapport à notre débit de projet. On calcule le débit en utilisant la formule de Manning-Strickler. Malgré les variations de pente dans chaque tronçon, le nombre d'étages demeure constant pour tous les tronçons (k=3 étages), ce qui signifie que la hauteur du mur en gabion est de 3 mètres (H=3m) tout au long de l'oued.

Dans le calcul du coût de la variante 3, nous avons pris en compte les quantités de déblais, de remblais, de caissons et également le volume de galets requis pour la réalisation. La troisième variante est la moins coûteuse par rapport aux deux variantes précédentes.

Voici les résultats de dimensionnement et quelques sections en travers d'oued El Bellaa :

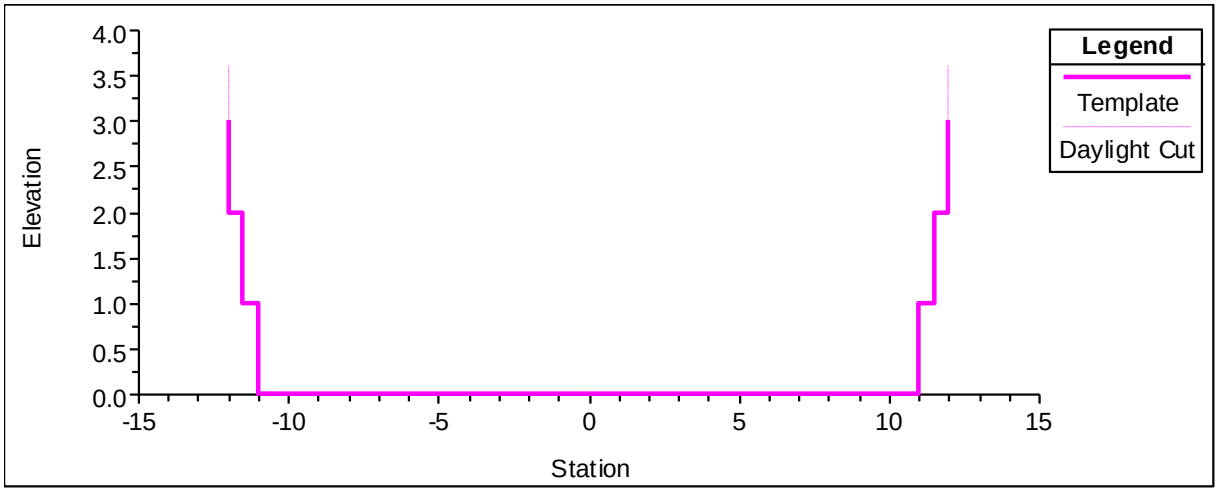


Figure V.32: Profile en travers d'oued El Bellaa aménagé en gabion

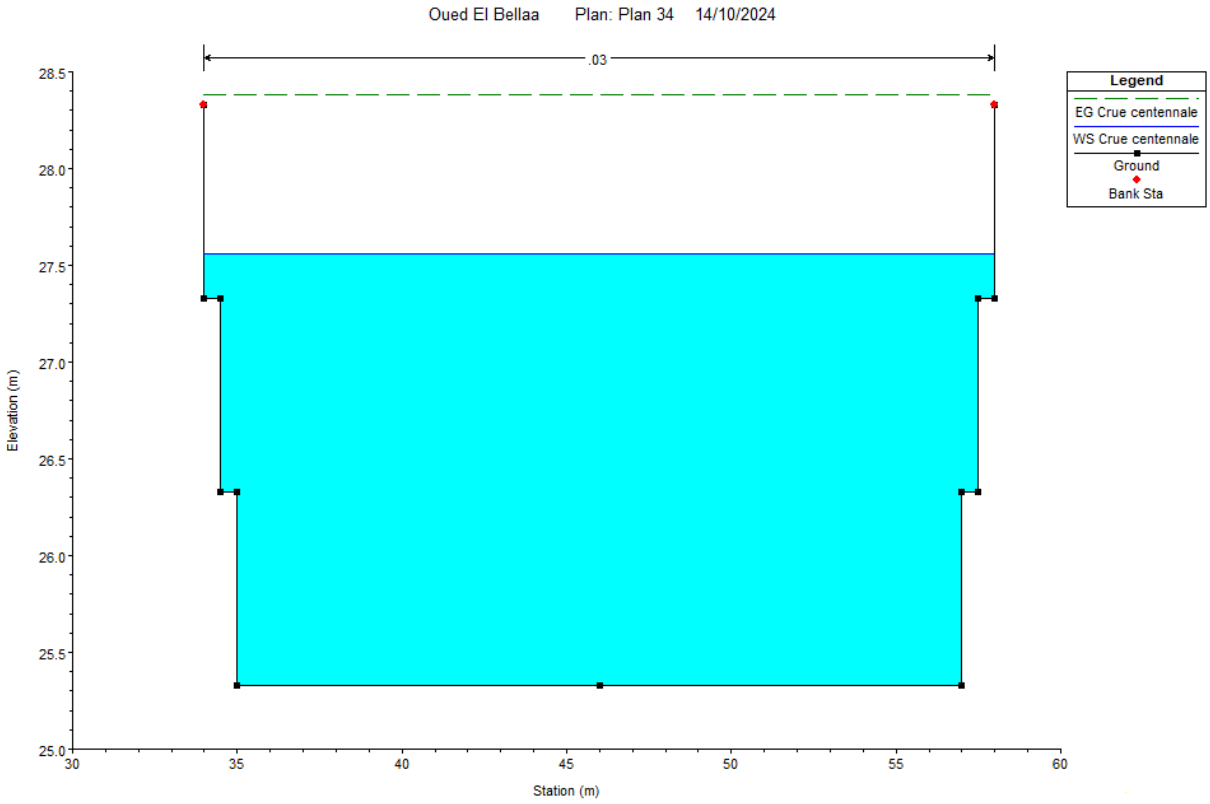


Figure V.33: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en gabion qui fait partie du tronçon 1

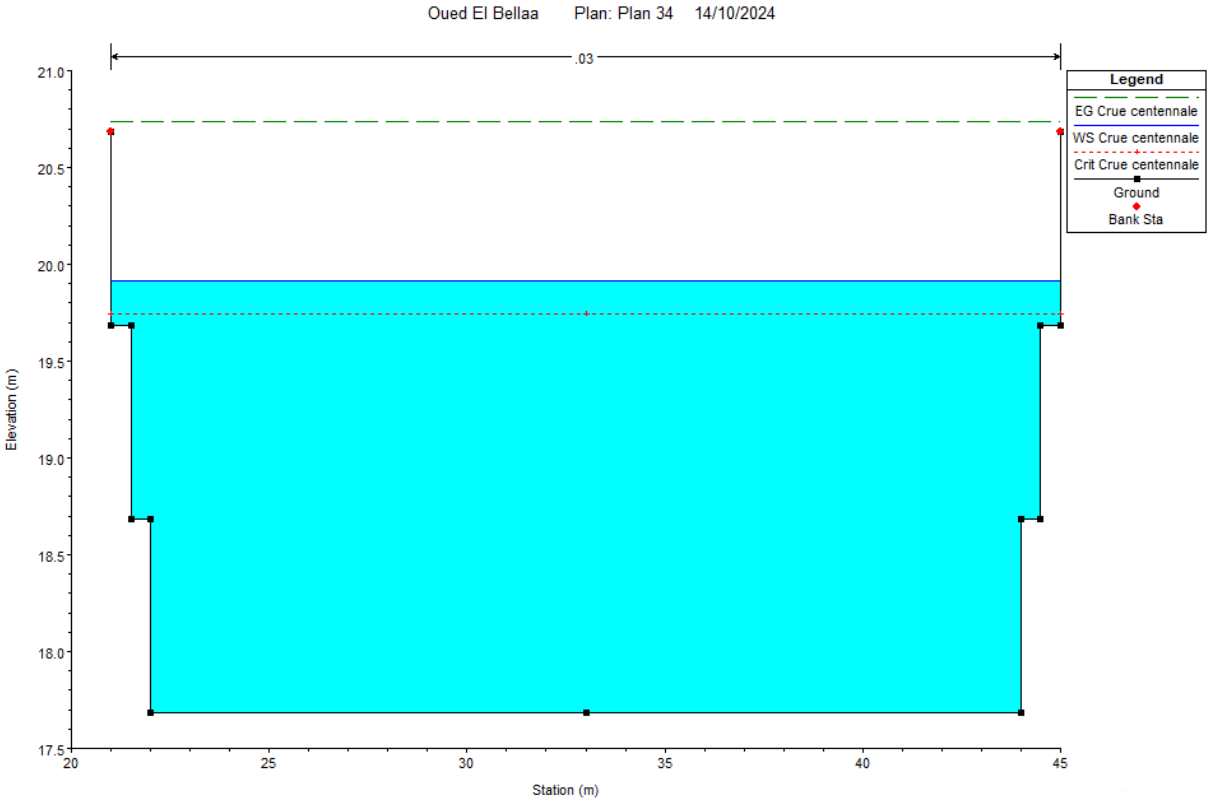


Figure V.34: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en gabion qui fait partie du tronçon 2

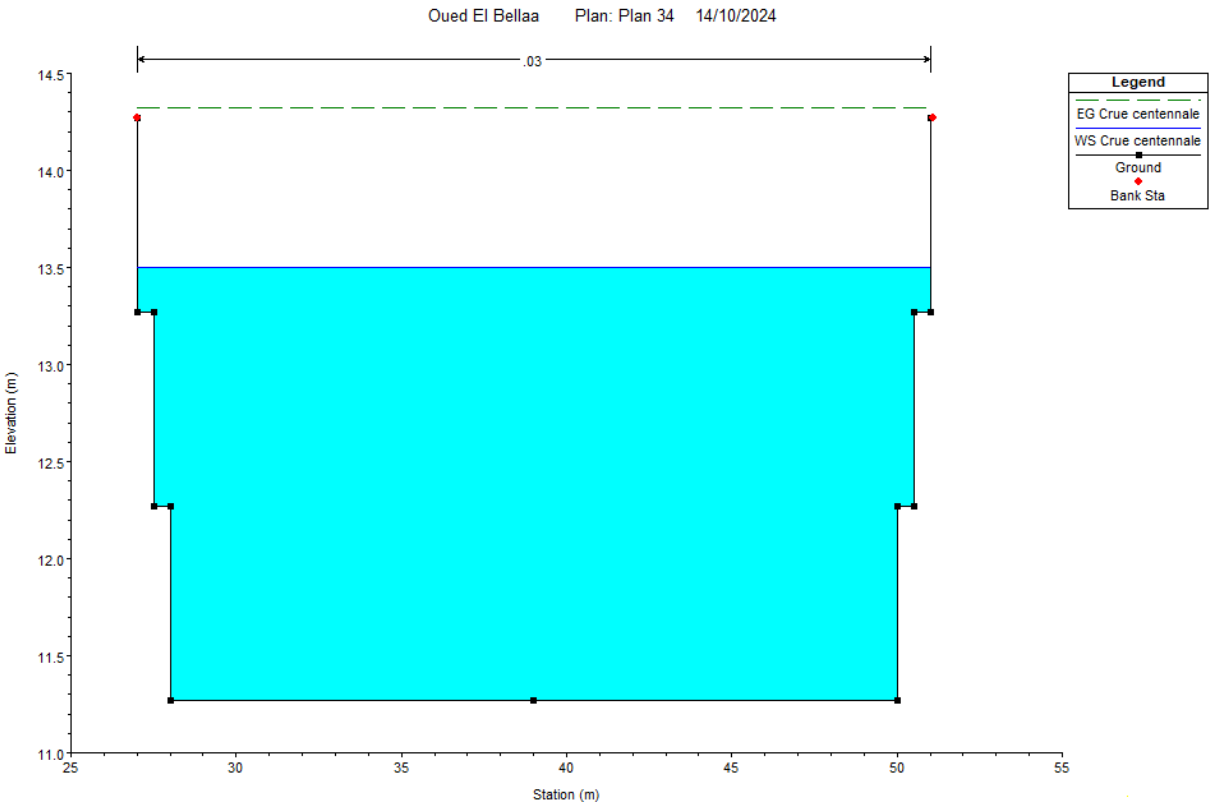


Figure V.35: Une section de l'oued El Bellaa aménagée en gabion qui fait partie du tronçon 3

V.8.5. Choix de la variante d'aménagement

La décision de choisir la variante d'aménagement de l'oued El Bellaa revêt une grande importance, car elle implique une évaluation des différentes caractéristiques de chaque variante. Ensuite, il est nécessaire de comparer les différentes options proposées afin de sélectionner la variante appropriée.

Les deux premières variantes : variante 1, variante 2, présentent des hauteurs de béton et d'enrochement plus faibles par rapport à la variante 3, qui a une hauteur de 3 mètres. Cela indique une sécurité accrue pour les ouvrages et les résidents environnants contre la crue centennale. De plus, la troisième variante est la plus économique par rapport aux deux premières variantes.

Tableau V.26. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 1

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
4416	Crue centennale	203	30	32.23	32.06	33.05	0.006744	4.02	50.56	24	0.88
4393	Crue centennale	203	29.85	32.08	31.91	32.9	0.006743	4.01	50.56	24	0.88
4367	Crue centennale	203	29.67	31.91	31.74	32.73	0.006735	4.01	50.58	24	0.88
4341	Crue centennale	203	29.5	31.73		32.55	0.006733	4.01	50.59	24	0.88
4311	Crue centennale	203	29.3	31.53		32.35	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
4277	Crue centennale	203	29.07	31.3	31.14	32.13	0.00675	4.02	50.54	24	0.88
4250	Crue centennale	203	28.89	31.12		31.95	0.006743	4.01	50.56	24	0.88
4221	Crue centennale	203	28.7	30.93	30.76	31.75	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
4190	Crue centennale	203	28.49	30.72	30.55	31.54	0.006745	4.02	50.56	24	0.88
4153	Crue centennale	203	28.24	30.47		31.3	0.006737	4.01	50.58	24	0.88
4118	Crue centennale	203	28.01	30.24		31.06	0.006745	4.02	50.56	24	0.88
4077	Crue centennale	203	27.73	29.96	29.8	30.79	0.006746	4.02	50.56	24	0.88
4036	Crue centennale	203	27.46	29.69		30.51	0.006742	4.01	50.56	24	0.88
4001	Crue centennale	203	27.22	29.45	29.28	30.27	0.006743	4.01	50.56	24	0.88
3962	Crue centennale	203	26.96	29.19		30.01	0.006737	4.01	50.58	24	0.88
3917	Crue centennale	203	26.65	28.89	28.72	29.71	0.006749	4.02	50.55	24	0.88

3884	Crue centennale	203	26.43	28.66	28.5	29.49	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
3842	Crue centennale	203	26.15	28.38	28.21	29.2	0.006743	4.01	50.56	24	0.88
3813	Crue centennale	203	25.95	28.18		29.01	0.006741	4.01	50.57	24	0.88
3776	Crue centennale	203	25.7	27.94	27.77	28.76	0.006749	4.02	50.55	24	0.88
3720	Crue centennale	203	25.33	27.56		28.38	0.006738	4.01	50.57	24	0.88
3680	Crue centennale	203	25.05	27.28	27.12	28.11	0.006749	4.02	50.55	24	0.88
3611	Crue centennale	203	24.59	26.82	26.65	27.64	0.006745	4.02	50.56	24	0.88
3551	Crue centennale	203	24.19	26.42		27.24	0.006745	4.02	50.56	24	0.88
3485	Crue centennale	203	23.74	25.97	25.81	26.8	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
3411	Crue centennale	203	23.24	25.48	25.31	26.3	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
3351	Crue centennale	203	22.84	25.07	24.9	25.89	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
3295	Crue centennale	203	22.46	24.69		25.51	0.006741	4.01	50.57	24	0.88
3220	Crue centennale	203	21.95	24.18	24.02	25.01	0.00675	4.02	50.55	24	0.88
3157	Crue centennale	203	21.53	23.76		24.58	0.006747	4.02	50.55	24	0.88
3095	Crue centennale	203	21.1	23.34		24.16	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
3038	Crue centennale	203	20.72	22.95	22.78	23.77	0.006749	4.02	50.55	24	0.88
2889	Crue centennale	203	19.71	21.94		22.76	0.006743	4.01	50.56	24	0.88
2828	Crue centennale	203	19.3	21.53	21.36	22.35	0.00675	4.02	50.55	24	0.88

Tableau V.27. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 2

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
2747	Crue centennale	203	18.75	20.98	20.81	21.8	0.006741	4.01	50.57	24	0.88
2676	Crue centennale	203	18.27	20.5		21.33	0.006739	4.01	50.57	24	0.88
2611	Crue centennale	203	17.83	20.06		20.89	0.00675	4.02	50.55	24	0.88
2589	Crue centennale	203	17.68	19.91	19.75	20.74	0.006753	4.02	50.54	24	0.88
2518	Crue centennale	203	17.2	19.43	19.27	20.26	0.006746	4.02	50.56	24	0.88
2421	Crue centennale	203	16.55	18.78	18.61	19.6	0.006743	4.01	50.56	24	0.88
2407	Crue centennale	203	16.45	18.69	18.52	19.51	0.006739	4.01	50.57	24	0.88
2383	Crue centennale	203	16.29	18.52	18.35	19.34	0.006736	4.01	50.58	24	0.88
2358	Crue centennale	203	16.12	18.35		19.17	0.006732	4.01	50.59	24	0.88
2328	Crue centennale	203	15.92	18.15		18.97	0.006751	4.02	50.54	24	0.88
2285	Crue centennale	203	15.63	17.86	17.69	18.68	0.006755	4.02	50.53	24	0.88
2231	Crue centennale	203	15.26	17.49	17.33	18.32	0.006749	4.02	50.55	24	0.88
2132	Crue centennale	203	14.6	16.88	16.66	17.66	0.006265	3.92	51.76	24	0.85
2043	Crue centennale	203	13.99	16.14	16.06	17.03	0.007699	4.19	48.47	24	0.94
1986	Crue centennale	203	13.61	16.03	16.03	16.61	0.00458	3.4	62.69	54.28	0.89
1943	Crue centennale	203	13.32	15.6	15.39	16.31	0.005734	3.74	54.4	30.18	0.86

Tableau V.28. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 3

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
1901	Crue centennale	203	13.04	15.67	15.26	16.05	0.002733	2.82	76.68	46	0.58
1867	Crue centennale	203	12.81	14.94	14.87	15.85	0.007876	4.22	48.17	26.13	0.95
1820	Crue centennale	203	12.49	14.85	14.68	15.47	0.005015	3.57	60.22	40.46	0.76
1718	Crue centennale	203	11.8	14.03		14.86	0.006736	4.01	50.58	24	0.88
1639	Crue centennale	203	11.27	13.5		14.33	0.006751	4.02	50.54	24	0.88
1576	Crue centennale	203	10.85	13.08	12.91	13.9	0.006765	4.02	50.51	24	0.88
1518	Crue centennale	203	10.46	12.69	12.52	13.51	0.006714	4	50.72	29.59	0.97
1413	Crue centennale	203	9.75	11.98	11.81	12.81	0.006749	4.02	50.55	24	0.88
1344	Crue centennale	203	9.29	11.52		12.34	0.006745	4.02	50.56	24	0.88
1248	Crue centennale	203	8.64	10.87	10.7	11.69	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
1189	Crue centennale	203	8.24	10.48		11.3	0.006741	4.01	50.57	24	0.88
1144	Crue centennale	203	7.94	10.17	10	10.99	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
1086	Crue centennale	203	7.55	9.78		10.6	0.006748	4.02	50.55	24	0.88
1038	Crue centennale	203	7.22	9.45	9.28	10.27	0.006751	4.02	50.54	24	0.88
966	Crue centennale	203	6.73	8.97	8.79	9.79	0.006747	4.02	50.55	24	0.88
907	Crue centennale	203	6.33	8.56	8.39	9.39	0.006746	4.02	50.56	24	0.88

Tableau V.29. Résultats de simulation de la variante choisie du tronçon 4

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m^3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m^2)	(m)	
814	Crue centennale	203	5.71	7.94	7.77	8.76	0.006745	4.02	50.56	24	0.88
683	Crue centennale	203	4.83	7.06	6.88	7.88	0.006739	4.01	50.59	24.78	0.88
642	Crue centennale	203	4.55	6.78	6.61	7.6	0.006729	4.01	50.6	24	0.88
564	Crue centennale	203	4.02	6.28		7.08	0.006522	3.97	51.1	24	0.87
503	Crue centennale	203	3.61	5.93	5.67	6.69	0.005944	3.86	52.64	24	0.83
433	Crue centennale	203	3.13	5.21	5.21	6.17	0.008602	4.34	46.9	25.84	0.99
312	Crue centennale	203	2.32	4.94	4.66	5.22	0.00231	2.39	88.64	77.89	0.65
244	Crue centennale	203	1.86	4.09		4.91	0.00673	4.01	50.59	24	0.88
187	Crue centennale	203	1.47	3.71	3.54	4.53	0.006731	4.01	50.59	24	0.88
136	Crue centennale	203	1.13	3.37	3.19	4.19	0.006644	4	50.8	24	0.88
80	Crue centennale	203	0.75	3.02		3.82	0.006383	3.95	51.45	24	0.86
45	Crue centennale	203	0.52	2.82	2.58	3.59	0.006046	3.88	52.35	24	0.84
5	Crue centennale	203	0.25	2.31	2.31	3.28	0.008779	4.37	46.49	24	1

La figure suivante montre la carte des zones inondables après l'implémentation d'un aménagement adapté, à savoir le gabionnage.

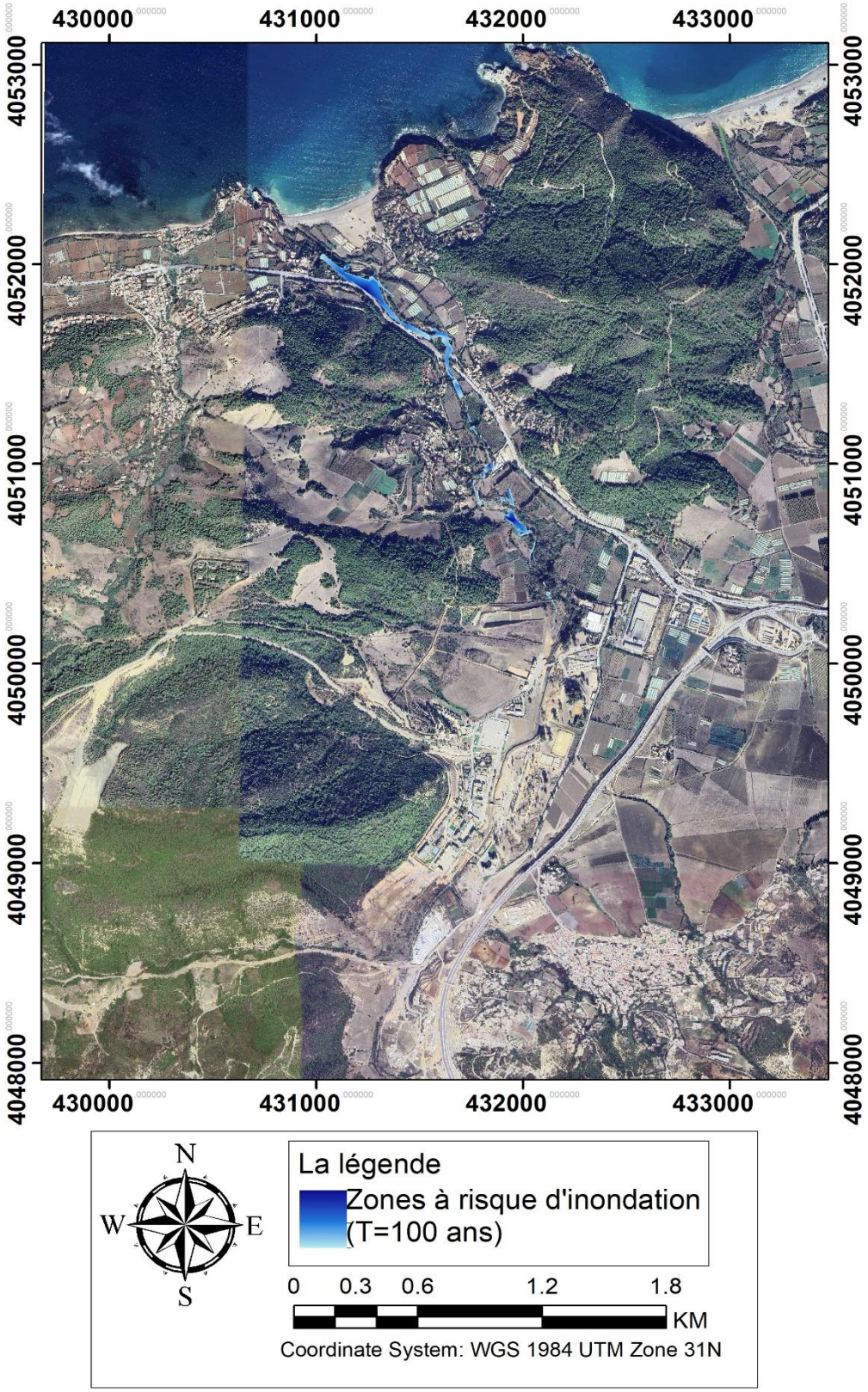


Figure V.36: la carte des zones inondables après aménagement

VI.9. Conclusion

L’étude réalisée dans ce chapitre a pour objectif principal la protection des infrastructures routières, du pont et des habitants situés autour d’Oued El Bellaa contre les risques d’inondation. Cette analyse est donc essentielle pour la conception des aménagements nécessaires, en tenant compte des principes fondamentaux de l'hydraulique, des lois et des équations qui permettent de calculer les caractéristiques hydrauliques et géométriques des aménagements proposés.

Grâce à cette approche, nous avons pu définir et évaluer des mesures de protection adaptées pour réduire les risques d'inondation de l'Oued El Bellaa. Trois options d’aménagement ont été étudiées : un profil trapézoïdal en béton, un profil trapézoïdal en enrochement et un canal en gabion.

Le choix final s'est porté sur l’option du **canal en gabion**, qui, au-delà de ses performances techniques en termes de stabilité et de gestion des crues, présente des avantages notables par rapport aux autres solutions. En effet, le gabionnage offre une grande flexibilité, une capacité d’adaptation aux conditions locales et un coût nettement plus compétitif que le bétonnage. De plus, la perméabilité des gabions permet une meilleure régulation des écoulements d'eau et limite les risques d'érosion du lit du cours d'eau. L’aspect écologique et la facilité d’entretien des gabions font également de cette solution un choix judicieux pour un aménagement durable et respectueux de l'environnement.

Ainsi, en considérant tant les aspects techniques que les enjeux économiques et environnementaux, le canal en gabion se présente comme la solution la plus équilibrée pour assurer une protection efficace et pérenne contre les inondations d’Oued El Bellaa.

En parallèle, dans le chapitre VI un **mur de soutènement en béton armé** a été envisagé spécifiquement sous le pont traversant l'Oued El Bellaa sur la rive gauche. Cette structure est indispensable pour stabiliser la zone et protéger les habitations résidentielles présentes dans cette zone sensible. En agissant comme une barrière solide contre l’érosion et les débordements, le mur de soutènement assure la sécurité des infrastructures et des résidents.

CHAPITRE VI : Étude Détaillée De La Variante D'aménagement Adoptée

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons examiner en profondeur la méthode choisie pour l'aménagement de l'oued El Bellaa. Cette méthode est illustrée par la conception d'un canal en gabion, mais au-dessous du pont, nous avons construit un mur de soutènement sur la rive gauche de l'oued. Cette approche permet aux culées de pont et aux murs de fournir un soutien latéral au remblai du talus, tout en supportant la charge totale du tablier du pont.
Un premier objectif est de construire un mur de soutènement afin de retenir la terre, le sable ou la pierre afin d'éviter tout éboulement. Souvent, cette construction est effectuée sur un terrain à plusieurs niveaux, dans le but de stabiliser les sols. Elle joue également un rôle dans la prévention des dangers d'inondation ou d'érosion.

VI.2. Définition d'un Mur de soutènement

Les murs de soutènement sont des ouvrages permettant de retenir des terres à l'aide d'une paroi vertical (Figure VI.1).



Figure VI.1: Mur de soutènement

VI.3. Constitution des Mur de soutènement

Les murs de soutènement à rideau simple sont composés de :

- Rideau (voile) ; un rideau qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement. Ce rideau est généralement muni de barbacanes (Figure VI.2), afin d'éviter l'accumulation des eaux à l'arrière du mur, l'accumulation qui aurait pour effet de donner des poussées supplémentaires.
- Une semelle ; qui sert de fondation à l'ouvrage et qui déborder en avant du rideau, jusqu'au bon sol, de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol.
- Une bêche ; la semelle est généralement terminée par une nervure, appelée bêche qui par l'ancrage qu'elle réalise dans le sol, s'oppose au glissement de l'ouvrage, glissement provoqué par la composante horizontale de la poussée des terres.

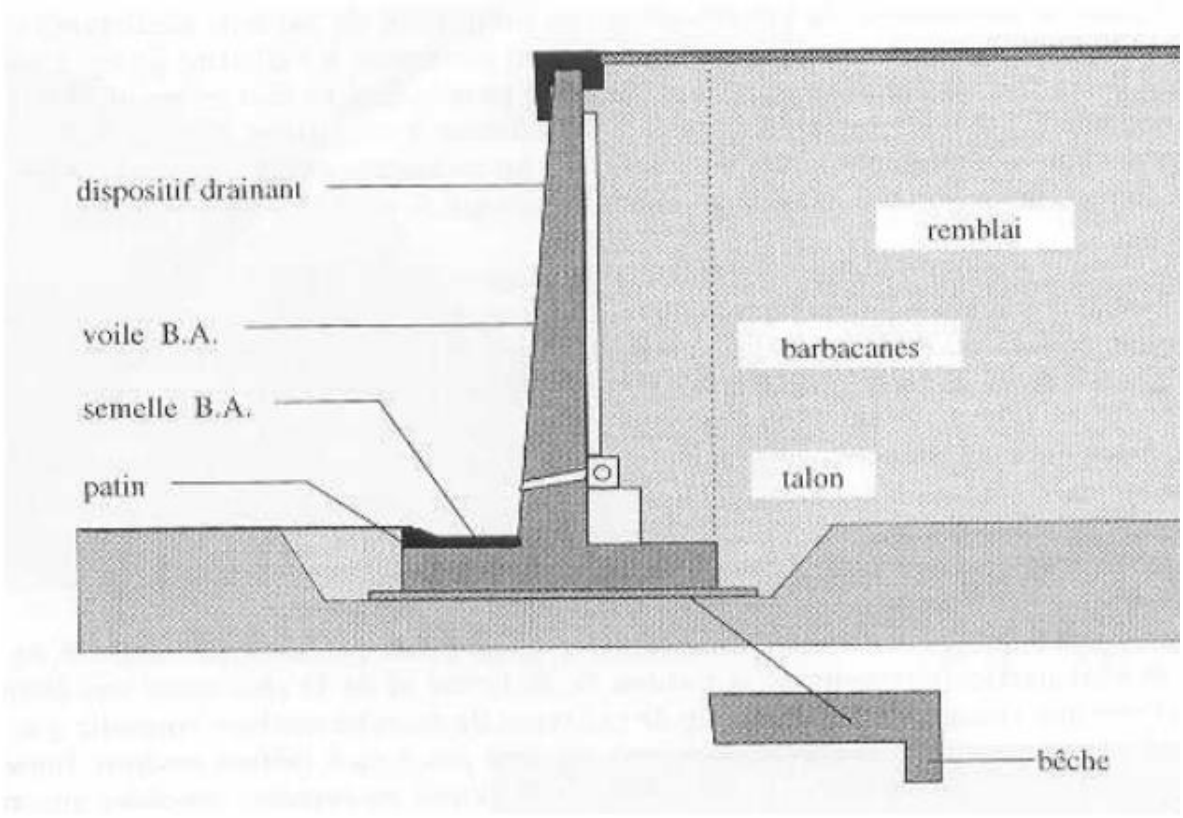


Figure VI.2: Mur de soutènement en béton armé [5]

VI.4. Calcul de stabilité du mur (Cas d'un canal vide)

La stabilité du mur est vérifiée à :

Renversement

Glissement

Poinçonnement

VI.4.1. Caractéristique du sol

Cohésion C=0 (sol pulvérulent)

Angle de frottement $\varphi = 45°$ (Tableau VI.1)

Poids volumique des terres $\gamma_t = 18\,\mathrm{KN/m^3} = 1.8\ \mathrm{t/m^3}$

Poids volumique de béton $\gamma_b = 25\,\mathrm{KN/m^3} = 2.5\,\mathrm{t/m^3}$

Poids volumique de l'eau $\gamma_W = 10\,\mathrm{KN/m^3} = 1\,\mathrm{t/m^3}$

Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars

Surcharge $S = 1\,\mathrm{t/m^2}$

Tableau VI.1. Un ordre de grandeur des valeurs des caractéristiques mécaniques φ et γ_t pour certains sols [6]

Terrains	État sec		État humide		État noyé	
	φ	γ	φ	γ	φ	γ
Terre tassée	35 à 40	14	35	16	25 à 30	11
Sable et graviers.....	35	16	35 à 40	18	30 à 35	11
Sable argileux	30 à 35	16	30 à 35	18	30	11
Sable de dune.....	30	16	25 à 30	18	25	11
Vase	30 à 35	16	20 à 25	18	5 à 20	9
Tourbe	45	8	45	11	40	6
Argile	35 à 40	16	25 à 30	18	20 à 25	10
Marne.....	45	16	45	18	45	11
Éboulis de pierres.....	45	16	45	18	45	11

VI.4.2. Bilan des forces

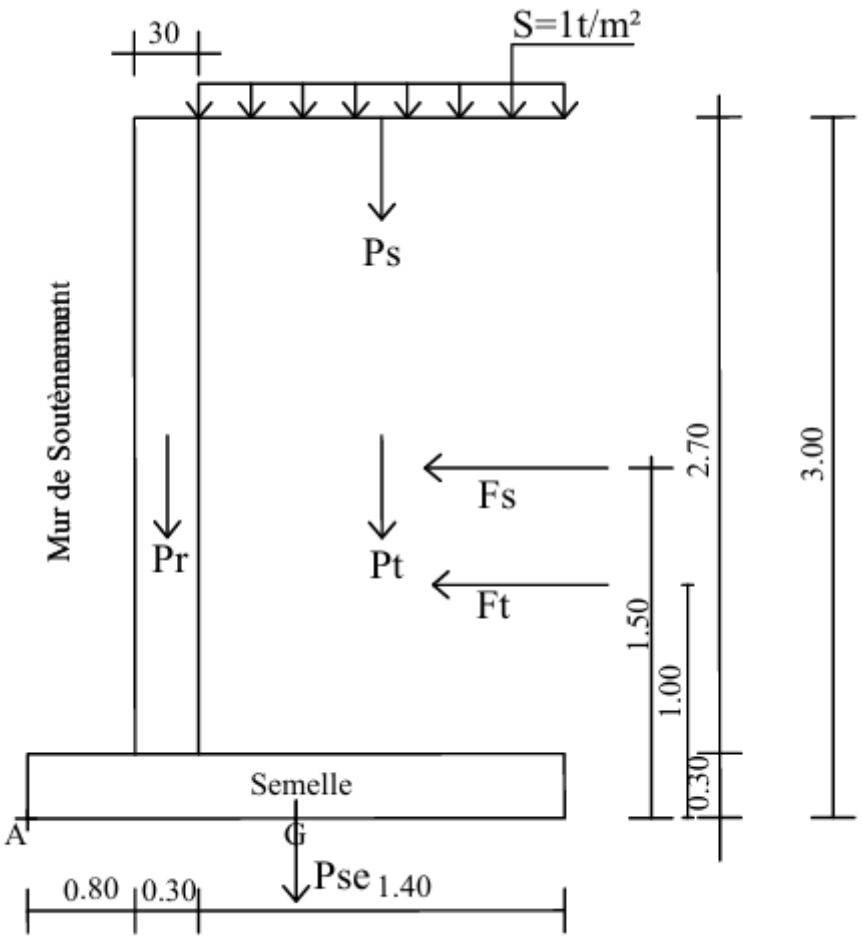


Figure VI.3: Les forces exercées sur le mur

Forces verticales :

Poids des terres :

$P_t = (1.40 \times 2.7 \times 1ml) \times \gamma_t$ =6.80 t

Poids du rideau :

$P_r = (0.30 \times 2.7 \times 1ml) \times \gamma_b$ =2.03 t

Poids de la semelle :

$P_{se} = (0.30 \times 2.5 \times 1ml) \times \gamma_b$ =1.88 t

Poids de la surcharge :

$P_s = (S \times 1.40 \times 1ml)$ =1.40 t

Forces horizontales :

Poussée des terres :

$F_t = \frac{1}{2} \times A \times \gamma_t \times (3^2) = 1.39$ t avec ; A=$tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$=0.17157 (coefficient de poussé)

Poussée de la surcharge :

$F_s = A \times S \times (3) = 0.51$ t

VI.4.3. Calcul de la stabilité au renversement

Sous l'effet des forces horizontales le mur peut se renverser au tour de pont A.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faudra vérifier que :

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 2 \quad \text{... ... ...(VI.1)}$$

Avec ;

Ms : le moment stabilisateur ; c`est le moment par rapport à A de tous les forces verticales :

D'où ; Ms=$\sum F_{V/A}$= 19.04 t×m

Mr : le moment renversant ; c`est le moment de tous les forces horizontales par rapport au A.

D'où ; Ms=$\sum F_{H/A}$=2.16 t×m

Finalement nous avons trouvé que ; $\frac{Ms}{Mr}$=8.81>2, alors on conclut que le mur est stable au renversement.

La figure ci-dessous illustre la manière dont le renversement se produit :

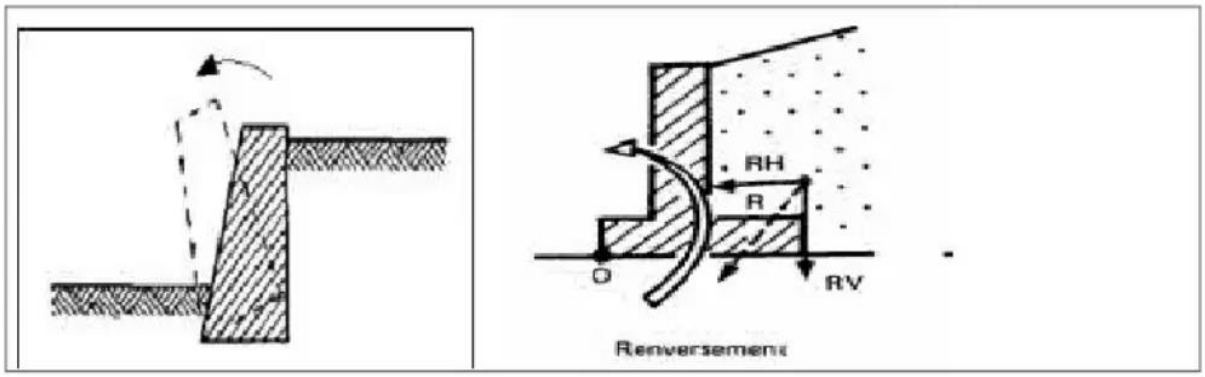


Figure VI.4: Stabilité au renversement d'un mur de soutènement [7]

VI.4.4. Calcul de la stabilité au glissement

Pour que le mur est stable au glissement il faut que :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f \text{ ... ...(VI.2)}$$

Avec ;

$\sum F_H$: somme de toutes les forces horizontales.

$\sum F_V$: somme de toutes les forces verticales.

f : Coefficient de frottement béton sur terre ; 0,2≤ f ≤ 0,4

D'où ; $\sum F_H$=1.9 t et $\sum F_V$ =12.11 t donc, $\frac{\sum F_H}{\sum F_V}$=0.16<0.2 alors on conclut que le mur est stable au glissement.

La figure ci-dessous illustre la manière dont le glissement se produit :

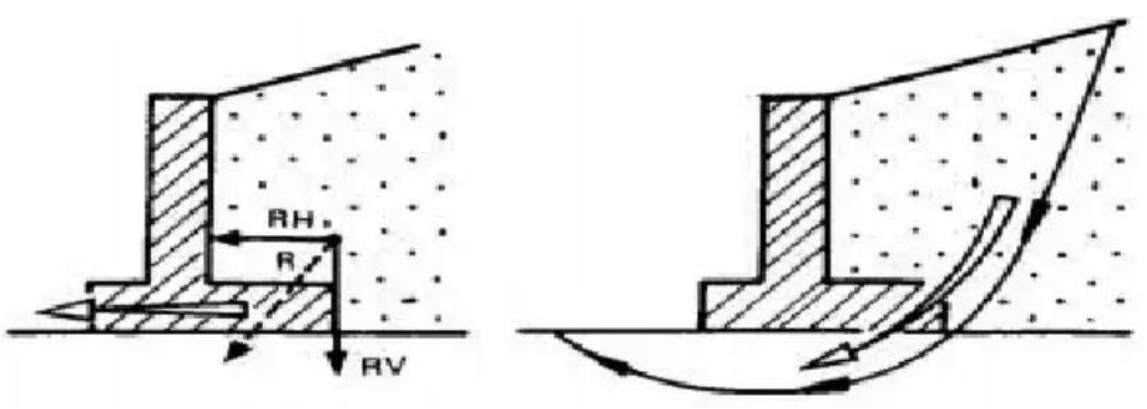


Figure VI.5: Stabilité au glissement d'un mur de soutènement [7]

VI.4.5. Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement en mécanique des sols fait référence au fait que la force exercée sur le sol ne dépasse pas la force que le sol peut supporter, également connue sous le nom de σ_{adm} (contrainte admissible du sol). En raison de toutes les forces exercées sur le mur de soutènement, des contraintes σ_1 et σ_2 vont se former à sa base. Afin que le mur soit solide, il est nécessaire de :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\times\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ ... ...(VI.3)}$$

Tel que :

$$\sigma_1 = \frac{N_V}{100\times B} + \frac{6\times M_G}{100\times B^2} \text{ ... ...(VI.4)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_V}{100\times B} - \frac{6\times M_G}{100\times B^2} \text{ ... ...(VI.5)}$$

Avec ;

N_V : somme des forces verticales (kg)

B : largeur totale de la semelle (cm)

M_G : moment de toutes les forces par rapport à G

D'où ;

$N_V = \sum F_V$ =12.11 t=12110 Kg

M_G=$\sum(F_{V,} F_H)/G$ =1.75 t× m = 175000 Kg×cm

Alors, $\sigma_1 = 0.652$ bars ; $\sigma_2 = 0.316$ bars

Finalement nous avons trouvé que ; σ_{moy}= 0.57 bar < $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bar donc le mur est stable au poinçonnement.

La figure ci-dessous illustre la manière dont le poinçonnement se produit :

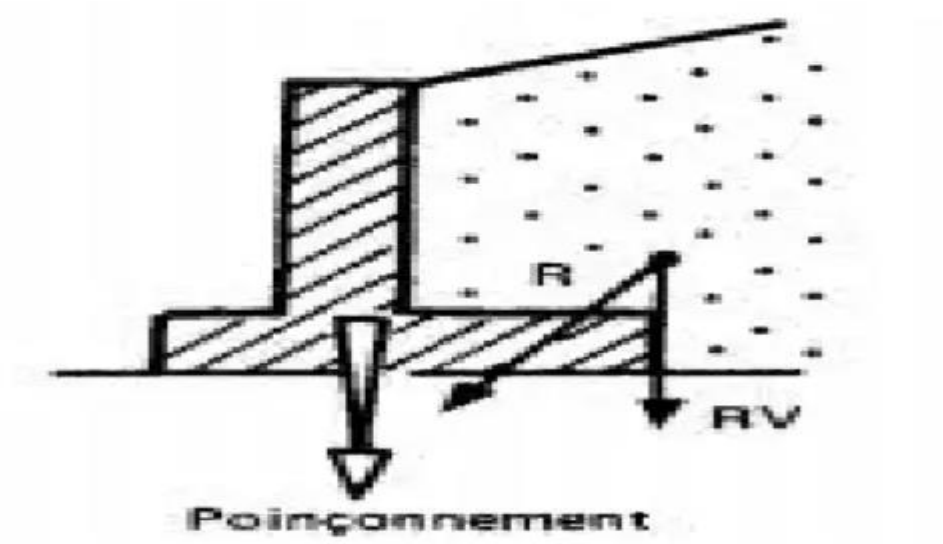


Figure VI.6: Stabilité au poinçonnement d'un mur de soutènement [7]

VI.5. Ferraillage du rideau

Le niveau est considéré comme une console encastrée à la semelle, et soumise à :

Pression des terres (charge triangulaire) tel que ; $F_t = \frac{1}{2} \times 1.35 \times A \times \gamma_t \times ((2.7)^2)$

Pression de la surcharge (charge rectangulaire) ; $F_s = 1.5 \times A \times S \times (2.7)$

Le ferraillage du rideau se fait en flexion simple à l'ELU comme illustré par la figure suivante :

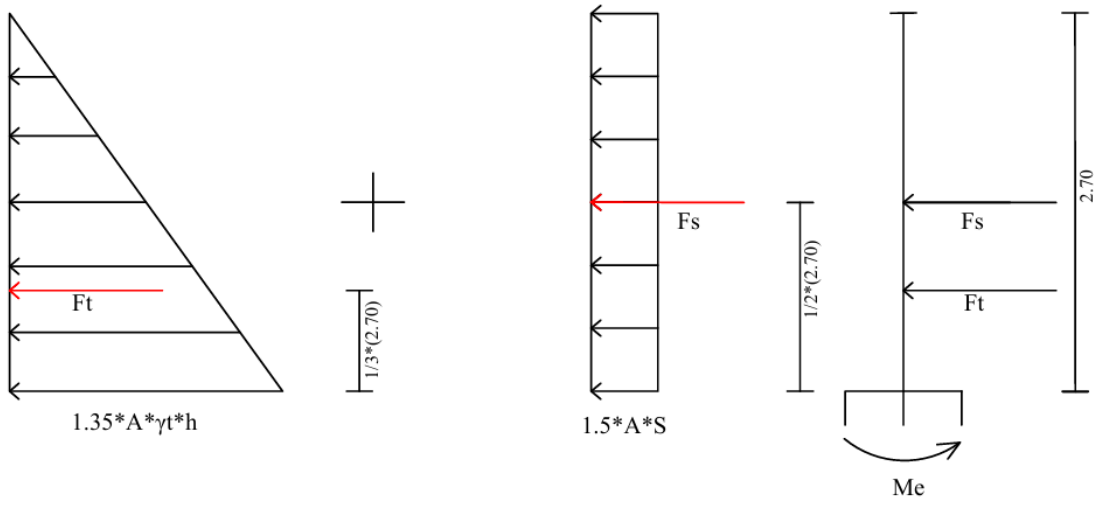


Figure VI.7: Les chargement à l'ELU

VI.5.1. Moment à l'encastrement

Le rideau est sollicité en flexion simple avec un moment maximal « Me » à l'encastrement tel que :

$$M_e = F_t \times \frac{2.7}{3} + F_S \times \frac{2.7}{2} \dots\dots\dots\

VI.6. Ferraillage de la semelle

Le ferraillage se fait après avoir déterminer toutes les contraintes s'exerçant sur la semelle, qui sont dues aux différentes forces verticales et horizontales.

1) Calcul des contraintes due aux poids du rideau, des terres et de la surcharge :

$$\sigma_{r,t,s} = \frac{1.35\times(P_t+P_r)+1.5\times(P_s)}{170\times100} = 0.825 \text{ bars}$$

2) Calcul la contrainte de la semelle :

$$\sigma_{se} = \frac{1.35\times(P_{se})}{100\times B} = 0.102 \text{ bars}$$

3) Calcul les contraintes transmises au sol :

$$\sigma_1 = \frac{N_V}{100\times B} + \frac{6\times M_G}{100\times B^2} = 0.889 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_V}{100\times B} - \frac{6\times M_G}{100\times B^2} = 0.435 \text{ bars}$$

Le schéma statique ci-dessous représente la somme des contraintes au niveau des points A, B, C et D

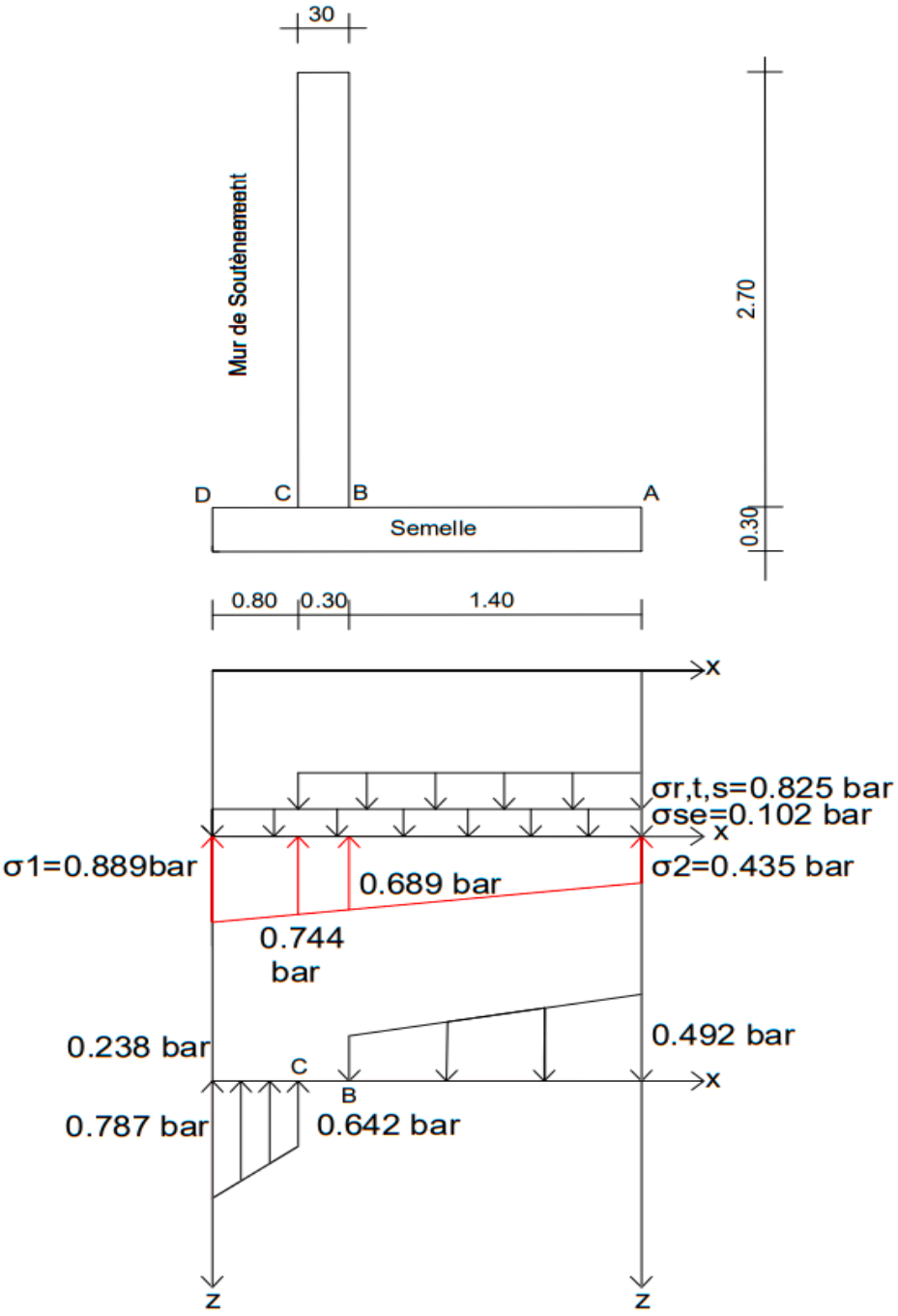


Figure VI.9: Schéma statique résultant

A l'aide de ce schéma statique nous avons pu extraire les contraintes au point A, B, C et D tel que :

$\sigma_D = -0.787$ bars; $\sigma_C = -0.642$ bars; $\sigma_B = 0.238$ bars; $\sigma_A = 0.492$ bars

4) Calcul des moments aux encastrement :

Le ferraillage de la semelle pour les deux consoles [A, B] et [C, D], en supposant un encastrement aux points B et C, sous le chargement représenté ci-dessous :

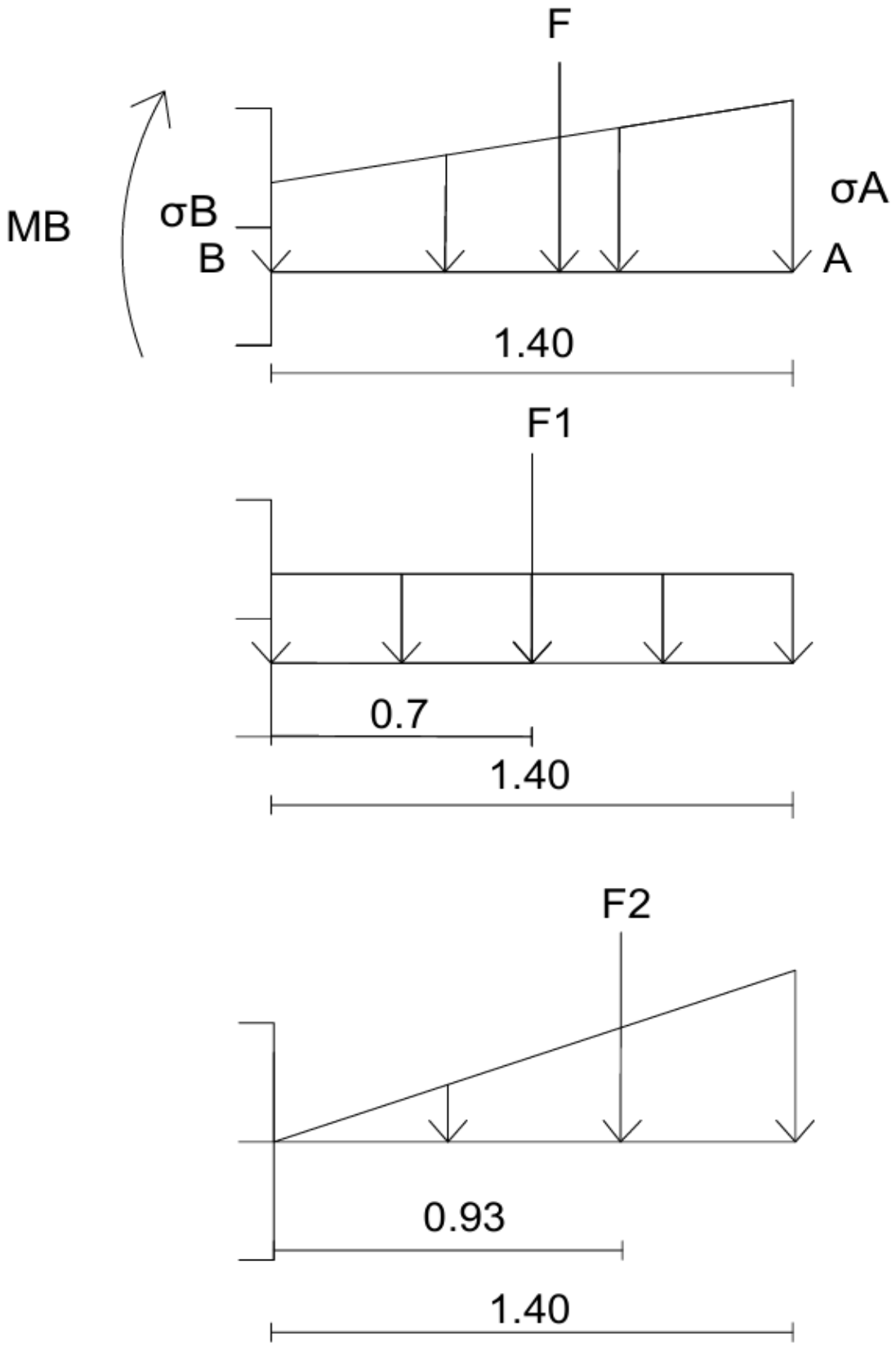


Figure VI.10: Les chargements appliqués sur la console [A, B]

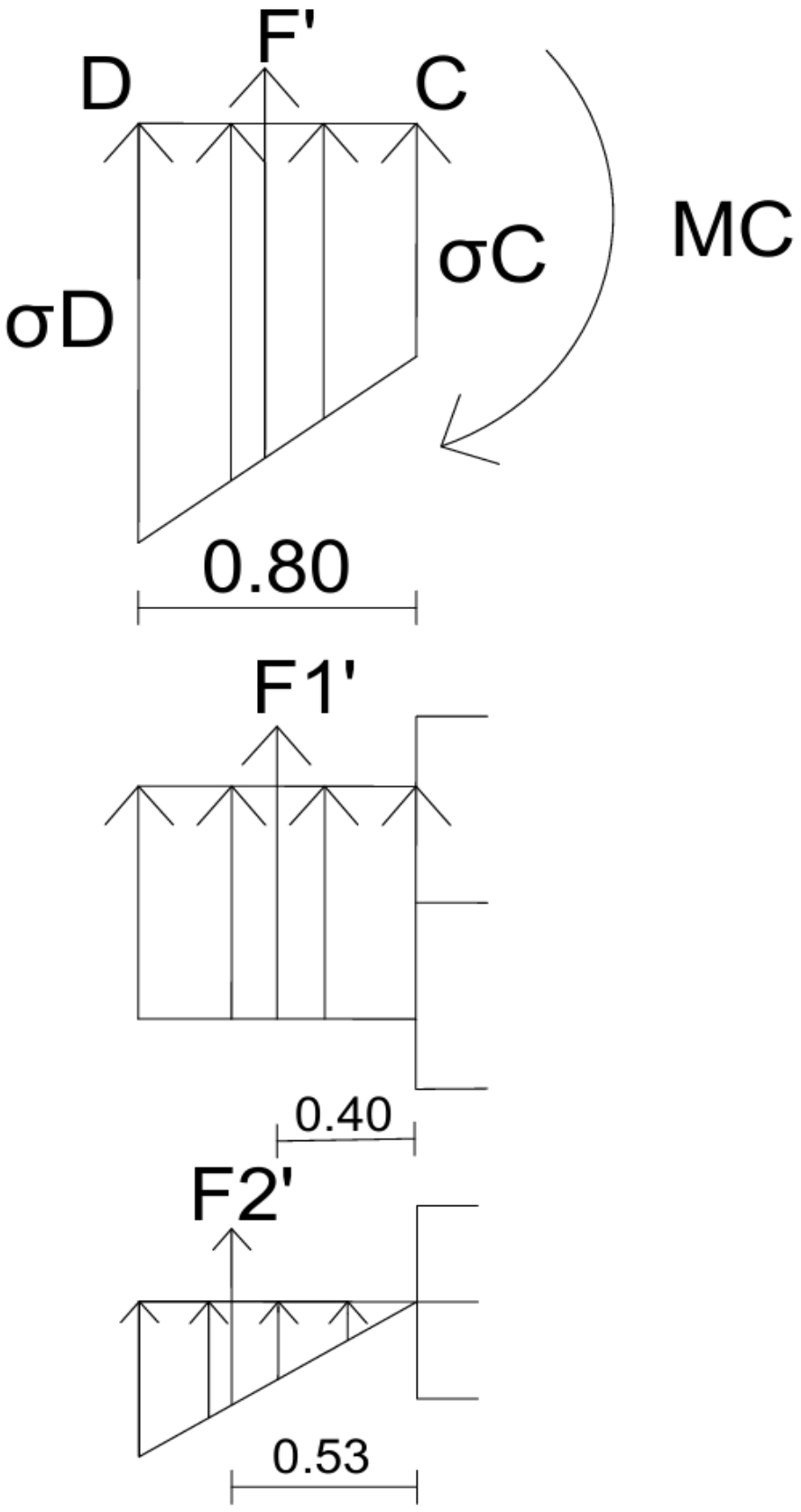


Figure VI.11: Les chargements appliqués sur la console [C, D]

Les deux consoles seront ferraillées avec les moments M_B et M_C en flexion simple tel que :

$F_1 = 3332$ Kg ; $F_2 = 1778$ Kg et $F'_1 = 5136$ Kg ; $F'_2 = 580$ Kg

D'où ;

$M_B = (F_1 \times 70) + (F_2 \times 93.33)$= 399180.74 Kg.cm= 3.99 t×m

$M_C = (F'_1 \times 40) + (F'_2 \times 53.33)$= 236371.4 Kg.cm= 2.36 t×m

Calcul des données caractéristiques du béton et d'acier :

Pour M_B=3.99 t×m

σ_{bc} =141.67 bars; μ=0.039 ; α =0.050 ; β =26.46 cm ; A_s =4.34cm^2

Tableau VI.3. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier pour la console [A, B]

Φ (mm)	Ai (cm²)	Nombre des barres
8	0.5	9
10	0.79	6
12	1.13	4
14	1.54	3
16	2.01	3

Donc le nombre des barres appropriées sont 4 barres de diamètre 12 mm (4 Φ12).

Pour M_C=2.36 t×m

σ_{bc} =141.67 bars ; μ=0.023 ; α =0.029 ; β =26.69 cm ; A_s =2.54cm^2

Tableau VI.4. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier pour la console [C, D]

Φ (mm)	Ai (cm²)	Nombre des barres
8	0.5	6
10	0.79	4
12	1.13	3
14	1.54	2
16	2.01	2

Donc le nombre des barres appropriées sont 4 barres de diamètre 10 mm (4 Φ10).

La figure suivante illustre la manière dont le ferraillage du rideau et de la semelle doit être effectué.

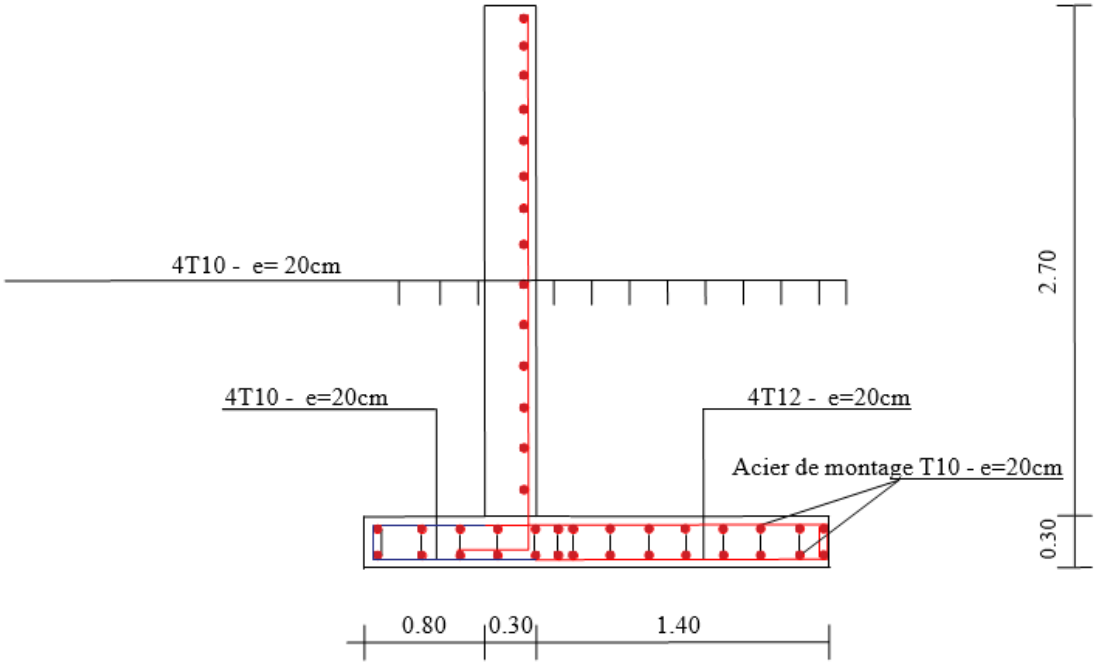


Figure VI.12: Ferraillage du rideau et semelle (Cas d'un canal vide)

VI.7. Calcul de stabilité du mur (Cas d'un canal plein)

VI.7.1 Bilan des forces

Forces verticales :

Poids des terres :

$P_t = (1.40 \times 2.7 \times 1ml) \times \gamma_t$ =6.80 t

Poids du rideau :

$P_r = (0.30 \times 2.7 \times 1ml) \times \gamma_b$ =2.03 t

Poids de la semelle :

$P_{se} = (0.30 \times 2.5 \times 1ml) \times \gamma_b$ =1.88 t

Poids de la surcharge :

$P_s = (S \times 1.40 \times 1ml)$ =1.40 t

Poids de l'eau :

$P_w = (0.80 \times 2.7 \times 1ml) \times \gamma_w$ =2.16 t

Forces horizontales :

Poussée des terres :

$F_t = \frac{1}{2} \times A \times \gamma_t \times (3^2) = 1.39$ t avec ; A=$tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$=0.17157 (coefficient de poussé)

Poussée de la surcharge :

$F_s = A \times S \times (3) = 0.51$ t

Poussée de l'eau :

$F_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times ((2.7)^2) \times 1ml = 3.65$ t

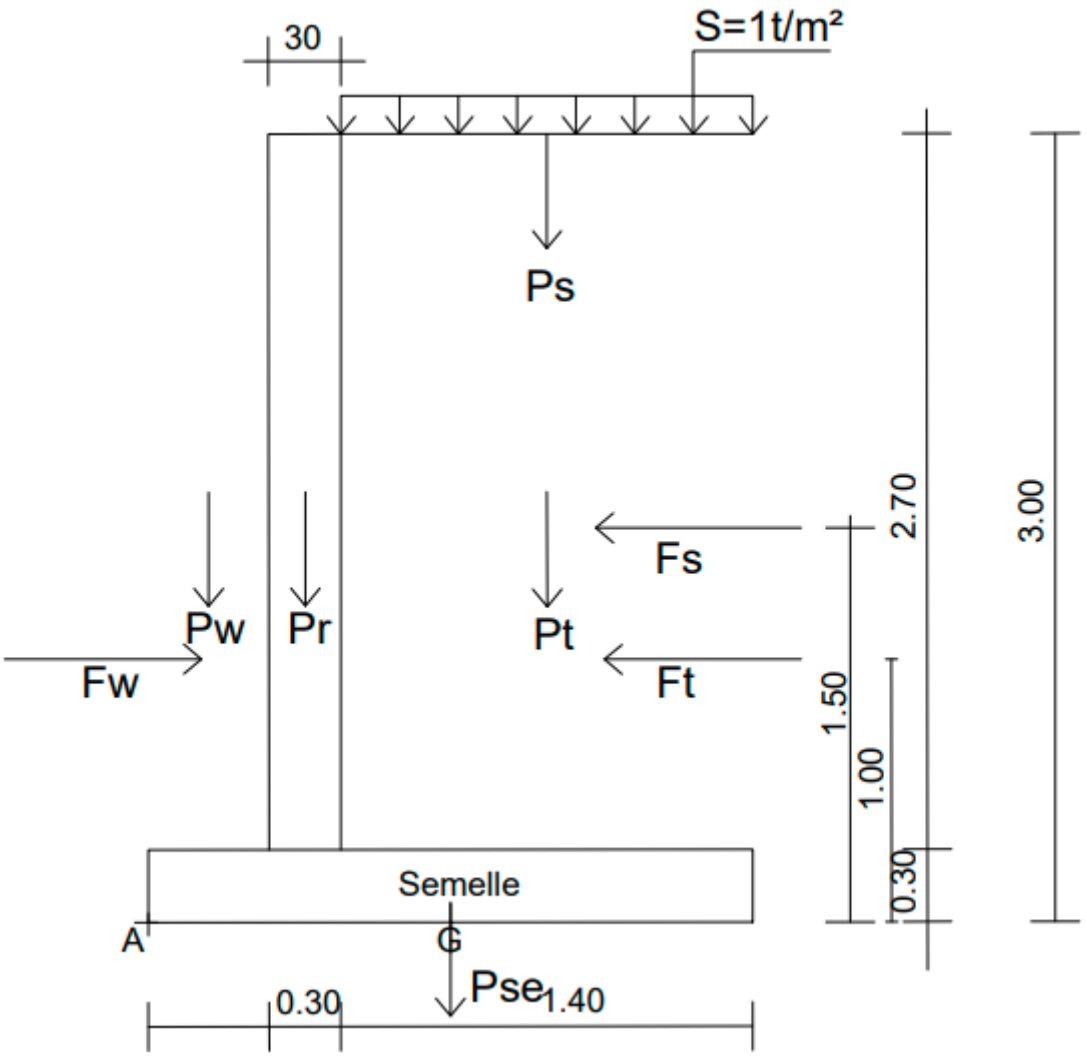


Figure VI.13: Les forces exercées sur le mur (Cas d'un canal plein)

VI.7.2 Calcul de la stabilité au poinçonnement (Cas d'un canal plein)

Nous avons trouvé que :

$N_V = \sum F_V = 14.27$ t=14270 Kg

M_G=$\sum(F_V, F_H)/G$ =3.20 t× m = 320000 Kg×cm

Alors, $\sigma_1 = 0.878$ bars ; $\sigma_2 = 0.264$ bars

Finalement on aura ; σ_{moy}= 0.724 bar < $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bar donc le mur est stable au poinçonnement.

VI.8. Ferraillage du rideau (Cas d'un canal plein)

Le niveau est considéré comme une console encastrée à la semelle, et soumise à :

Pression des terres (charge triangulaire) tel que ; $F_t = \frac{1}{2} \times 1.35 \times A \times \gamma_t \times ((2.7)^2)$

Pression de la surcharge (charge rectangulaire) ; $F_s = 1.5 \times A \times S \times (2.7)$

Pression de l'eau (charge rectangulaire) $F_w = \frac{1}{2} \times 1.35 \times \gamma_w \times ((2.7)^2)$

Le ferraillage du rideau se fait en flexion simple à l'ELU comme illustré par la figure suivante :

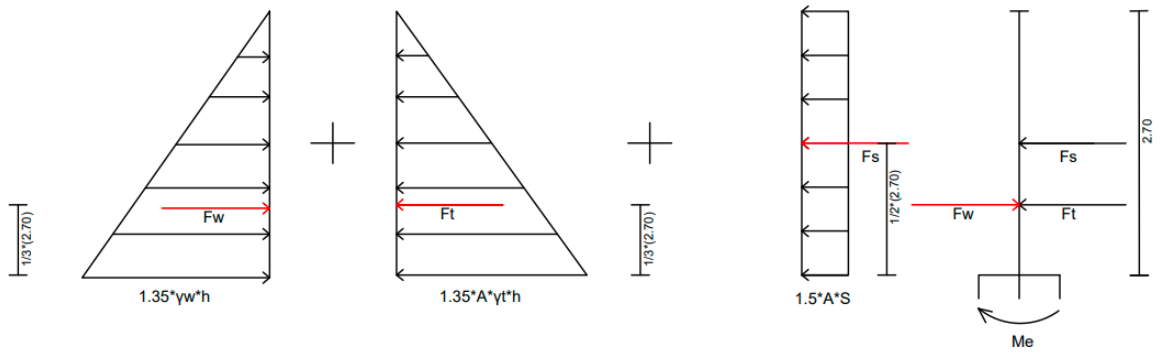


Figure VI.14: Les chargement à l'ELU (Cas d'un canal plein)

VI.8.1 Moment à l'encastrement

$$M_e = F_w \times \frac{2.7}{3} - F_t \times \frac{2.7}{3} - F_S \times \frac{2.7}{2} \dots\dots\dots\

Étant donné que nous avons déterminé la surface d'armature (A_S =2.29 cm^2), il est maintenant nécessaire de déterminer le nombre de barres qui conviennent à cette surface (Tableau VI.5).

Tableau VI.5. Détermination des nombres de barres liés à chaque diamètre d'acier

Φ (mm)	Ai (cm^2)	Nombre des barres
8	0.5	5
10	0.79	4
12	1.13	3

Par conséquent, le nombre des barres appropriées sont 4 barres de diamètre 10 mm (4 Φ10).

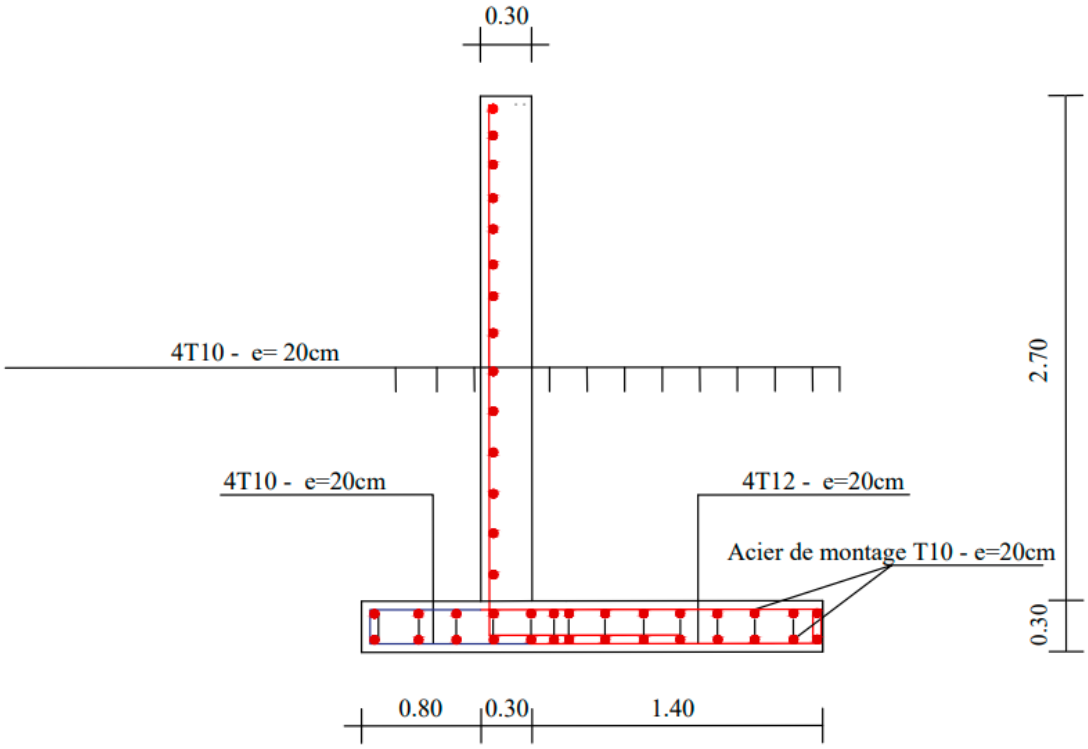


Figure VI.15: Ferraillage du rideau et semelle (Cas d'un canal plein)

VI.9. Conclusion

Les cas les plus défavorables ont été pris en compte pour le calcul de stabilité et le ferraillage du rideau et de la semelle. Après ces calculs, on a conclu que ces derniers sont stables face aux différentes charges.

CHAPITRE VII :

Management De Projet

IV.1. Introduction

Le management de projet ou l'organisation de charnier englobe toutes les mesures prises afin de mener à bien un projet dans les meilleures conditions.
Il favorise une utilisation économique de la main-d'œuvre et des autres ressources utilisées pour gérer le chantier et mener à bien le projet dans les meilleures conditions de sécurité.

IV.2. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les différentes tâches à effectuer comprennent le coût de décapage de la couche de terre végétale, les déblais, les remblais, le compactage et le gabionnage du cours d'eau, ainsi que le transport des sols supplémentaires, ainsi que la construction d'un mur de soutènement en béton armé sous le pont.

Tableau VII.1. Devis quantitatif estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage de la terre végétale	m^3	9338.63	150.00	1400794.50
2	Déblais	m^3	326520	700.00	228564000.00
3	Remblais	m^3	27366	700.00	19156200.00
4	Nombre de gabions (caissons)	unité	21225	4000.00	84900000.00
5	Pierre de rivière ou galet	m^3	21225	1800.00	38205000.00
6	Béton armé pour semelle	m^3	817.24	40000.00	32689600.00
7	Béton armé pour rideau	m^3	882.62	40000.00	35304800.00
8	Maçonnerie en moellons	m^3	18677.25	5000.00	93386250.00
				HT (DA)	533606644.50
				TVA (19%)	/
				Total TTC (DA)	634991907.00

Ainsi, le coût global du projet s'élève à 634 991 907 DA « six cent trente-quatre millions neuf cent quatre-vingt-onze mille neuf cent sept Dinars Algériens »

IV.3. La planification de projet

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).

A temps (sans retard).

Economique (avec des bénéfices).

IV.4. Techniques de da planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

Méthodes basées sur le réseau.

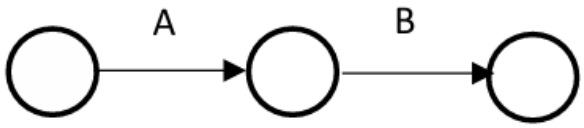
Méthodes basées sur le graphique.

IV.4.1. Méthodes basées sur le réseau

IV.4.1.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est achevée.

IV.4.1.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1) Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
2) Détermination des tâches antérieures : Après avoir dresses 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.

IV.4.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ème Phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2èmePhase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème Phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

IV.4.1.4. Méthode PERT (Program Evaluation and Review Technical)

C'est une 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.

IV.4.2. Méthodes basées sur le graphique

Les deux méthodes les plus utilisé sont :

Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

Méthode à barres :

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

IV.5. 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 de notre 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.

IV.6. Choix de la méthode de calcul

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

IV.6.1. Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec ;

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et ;

DFP = DCP + TR.

DCPP = DFPP – TR.

Un autre paramètre très important c'est le chemin critique CC :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier les conditions suivantes :

MT = 0

$$\sum \text{TRcc} = \text{DCP}$$

IV.7. Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M

La méthode C.P.M 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.

Tableau VII.2. Symboles des opérations et leurs temps d'exécution

Notation	Opérations	Temps d'exécution
A	Décapage	21
B	Excavation	179
C	Remblais	2
D	Mise en place du gravier	12
E	Bétonnage	14
F	Gabionnage	180
G	Nettoyage	15

Tableau VII.3. Opération précède et succède

Opérations	Précède	Succède
A	/	B-C
B	A	C-D
C	A-B	D-E
D	B-C	F
E	C	F
F	D-E	G
G	F	/

Le schéma de réseau à nœud est illustré dans la figure ci-dessous :

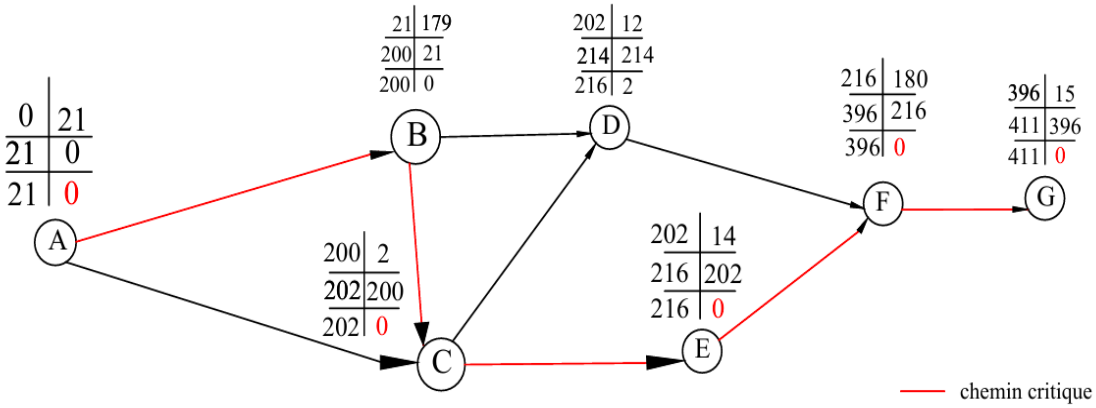


Figure VII.1: Réseau à nœud

IV.7. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et gestion de projet, permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches liées d'un graphe connexe. Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

La planche N° 04 présente le diagramme de Gantt.

IV.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les estimations quantitatives et chiffrées, ainsi que l'organisation du chantier, afin de mener à bien notre projet d'aménagement de l'oued El Bellaa, en respectant les normes de sécurité, le délai d'exécution, le coût et la qualité des travaux.

Selon l'estimation, le coût total du projet s'élève à **634 991 907 DA**, avec un délai de réalisation de **411 jours**.

Conclusion générale

À la fin de cette étude, nous avons pu comprendre l'ampleur des inondations et leur impact sur la vie des habitants du quartier en général. De plus, nous avons eu l'opportunité de participer à l'étude de couverture des inondations de la commune de Cherchell, dans la wilaya de Tipaza.

Dans un premier temps, nous avons débuté en présentant notre zone d'étude et son historique, en mettant en évidence les crues et les séismes qui ont eu lieu dans la région. Cette présentation nous a permis d'approfondir notre étude de cette zone et de mieux la comprendre afin de trouver des solutions efficaces contre les inondations pour une période de retour centennale.

Deuxièmement, l'analyse géomorphologique du bassin versant d'Oued El Bellaa a mis en évidence sa longueur et sa faible pente, ce qui entraîne inévitablement des inondations pouvant atteindre le lit principal. Grâce à l'étude hydrologique, il a été possible de mesurer les précipitations maximales quotidiennes pour différentes périodes de retour, ainsi que les intensités moyennes maximales pour les précipitations légères et construit les courbes IDF.

L'analyse des crues a été réalisée en utilisant les données de la station hydrométrique de la zone d'Oued El Bellaa sur une période de 33 ans. En ajustant la série, les débits maximaux pour différentes périodes de retour ont été obtenus, ce qui a permis de créer les hydrogrammes propres à chaque crue.

Enfin, nous avons effectué une simulation hydraulique de l'écoulement en utilisant le logiciel « HEC-RAS » et établi une carte des zones inondables de la zone d'étude. Cela nous permettra de repérer les zones à risque afin de les aménager. Pour les différents tronçons, trois options d'aménagement ont été suggérées, et après une étude technico-économique et écologique, une variante mixte a été sélectionnée, avec un canal en gabion et un mur de soutènement construit juste au-dessous du pont.

Le montant total du projet a été estime à 634 991 907 DA avec un délai d'exécution de 411 jours.

Bibliographie

[1] Omar Elahcene, Abdelali Terfous, Boualem Remini, Abdellah Ghenaim & Jean-Bernard Poulet (2013) Etude de la dynamique sédimentaire dans le bassin versant de l'Oued Bellah (Algérie), Hydrological Sciences Journal, 58 :1, 224-236, DOI : 10.1080/02626667.2012.742530

[2] Ben houa Amel et Bouldom Asma. Impact du système hydraulique sur la morphologie et le développement urbain. Institut d'architecture (Blida), 2014, 16.

[3] Cheifa Imane. Etude d'avant-projet détaille de l'évacuateur de crue du barrage d'Azib Timizar. Ecole nationale supérieure d'hydraulique (Blida),2014, 19.

[4] Bénina TOUAIBIA. Manuel Pratique D'Hydrologie. Blida, mars 2015, 7.

[5] M. BIETH Emmanuel « Cours de Mécanique des sols appliquée Murs de soutènement »
[6] www.adets.fr/Chapitre+5+-+Les+murs+de+soutènement

[7] Hicham BOUCHRA. Mur de soutènement. Université Ibn Zohr (Agadir, Maroc), 2016