



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

Aménagement de l'Oued Beni Slimane pour la protection contre les inondations dans la commune de Beni Slimane (W. Médéa)

Présenté par :

KRARIA Afaf

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
M ^{me} BELLABAS Salima	M.C.B	Examineur
M ^r NACER Tarek	M.C.B	Examineur
M ^r BOUKHELIFA Mustapha	M.C.B	Promoteur

Session Décembre 2021

Dédicace

*Du fond du cœur, je dédie ce travail en signe d'amour,
de respect et de reconnaissance :*

A mes chers parents :

*Pour leurs soutiens, patience et leurs sacrifices durant mes études et
durant ce projet. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je
serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté
et ne jamais vous décevoir. Que dieu le tout puissant vous préserve,
vous accorde santé, bonheur et vous protège de tout mal.*

A mes chères sœurs :

Abir, Ikhlass et Soumia.

A mes chères tantes :

Khadîdja, Farida et Saliha.

A mes meilleures amies :

Aicha, Chahrazed, Nour El Houda et Narimene.

A tous mes amis de la promotion 2020/2021.

*A tous mes enseignants durant toutes mes années
d'étude.*

A tous ceux qui de près ou de loin m'ont soutenu.

KRARIA Afaf.

Remerciement

Au terme de cette étude, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier en premier lieu dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, les moyens et les personnes qui m'ont aidé à l'élaboration de ce modeste travail.

Je tiens à présenter ma reconnaissance et mes remerciements à mon promoteur

*Mr. **BOUKHELIFA Mustapha** pour son aide, sa bonne humeur ainsi pour le temps consacré à la lecture, ses précieux conseils qu'il n'a cessé de me prodiguer et l'orientation qui rythmait les différentes étapes de mon mémoire.*

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

Je tiens à remercier du fond du cœur aussi : L'ensemble du personnel et enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), qui ont veillé à ma formation.

Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

*Grand merci à vous tous
KRARIA Afaf.*

ملخص

الهدف من هذا العمل هو حماية مدينة بني سليمان (ولاية المدية) التي تعبرها مجموعة من الوديان محدثة فيضانات متسببة بأضرار مادية (سيول حضري، تدفق المجاري المائية، تلف الطرقات وتحطم البنية التحتية). في الجزء الأول قدمنا استطلاع مفصل للمنطقة، أما بالنسبة للجزء الثاني فقد قمنا بإجراء دراسة هيدرولوجية من هطول الأمطار اليومية وتقديرات التدفق لأخذ فكرة عن تأثيرات الحوض وتحديد طوفان المشروع. أخيرا، انتقلنا إلى التشخيص مع تحديد الحالات الشاذة مثل فحص البدائل لتصميم هيكل هيدرولوجي من أجل إعادة تهيئة واد بني سليمان، كما قمنا أيضا بإجراء تقدير كمي ومالي للمشروع. في نهاية هذا العمل الذي قمنا به اخترنا المشروع الملائم تقنيا وماديا للحصول على الحماية الكاملة لمدينة بني سليمان.

الكلمات المفتاحية: فيضانات، تدفق، تهيئة، الحماية، بني سليمان.

Résumé

Ce travail a pour objet de protéger la commune de Beni Slimane (W. Médéa) traversée par les cours d'eau contre les inondations, qui se manifestent au passage de crues occasionnant ainsi d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain, débordements des cours d'eau, défoncements des voiries et détérioration des infrastructures).

Dans la première partie, nous avons fait une reconnaissance détaillée de la région. Dans la deuxième partie, nous avons réalisé une étude approfondie de l'hydrologie par étude des précipitations journalières et étude hydrologique (estimation des débits) pour avoir une idée sur l'influence du bassin et la détermination de la crue.

Enfin, nous avons procédé un diagnostic qui vise à relever les anomalies, tel que la présélection des variantes pour le dimensionnement de notre structure hydraulique par un aménagement d'oued Beni Slimane. Et nous avons fait une estimation quantitative et financière de notre projet.

A l'issue de ce travail nous avons abouti à un projet réalisable qui parait le plus adapté pour garantir la protection de la commune de Beni Slimane contre les inondations.

Mots clés : les inondations, débordement, aménagement, protection, Beni Slimane.

Abstract

This study aims to protect Beni Slimane district (W. Medea) crossed by waters streams against the floodshat occurs due to heavy rainfull causing material dommages (urban runoff, overflowing, the dig of roads and deterioration of the infrastructurs).

In the first part, we made a detailed acknowledgment of the area.

In the second part, we have to made a through study of the hydrogical study by daily rainfull and flow estimates to get an idea about the influence of the basin and the determination of the flood.

Finally, we proceeded to diagnosis is to identify anomalies, such as the screening of alternatives for the design of our hydraulic sturcture design of a river Beni Slimane. And we made a quantitative estimate of our financial and project

At the end of this work we have produced a feasible project that is most suitable to ensure the protection of the municipality of Beni Slimane.

Keywords: flood, overflow, layout, river, protection, Beni Slimane.

Table des matières

Dédicace	
Remerciement	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des planches	
Introduction générale	1

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	3
I.2. Données naturelles du site	3
I.2.1. Situation de la commune de BENI SLIMANE	3
I.2.2. Topographie	4
I.2.3. Géologie	4
I.2.4. Tectonique	5
I.2.5. Sismicité	5
I.3. Situation climatique	6
I.3.1. Température	6
I.3.2. Humidité	7
I.3.3. Pluviométrie	7
I.3.4. Les vents	7
I.4. La situation démographique	8
I.4.1. Equipement et infrastructure	9
I.5. La situation hydraulique	10
I.5.1. Réseau d'AEP	10
I.5.2. Réseau d'assainissement	10
I.6. Caractéristiques hydromorphologiques du bassin versant	11
I.6.1. Définition d'un bassin versant	11
I.6.2. Caractéristiques hydromorphométriques du bassin de Beni Slimane	12
I.6.3. Temps de concentration	18
I.6.4. Vitesse moyenne du ruissellement	18
I.7. Conclusion	19

Chapitre II

Etude des précipitations maximales journalières

II.1. Introduction	21
II.2. Choix de la période de retour	21
II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	21
II.3.1. Pluies maximales journalières	21
II.3.2. Homogénéisation des données	23
II.3.3. Les précipitations maximales journalières	26
II.4. Choix de la loi d'ajustement	27
II.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	27
II.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	30
II.4.3. Interprétation	32
II.5. Conclusion	33

Chapitre III

Estimation des débits de crues des cours d'eaux

III.1. Introduction	35
III.2. Définitions	35
III.2.1. L'inondation	35
III.2.2. Lits d'un cours d'eau	36
III.3. Situation d'aléa	36
III.3.1. La hauteur d'eau	36
III.3.2. La vitesse du courant	37
III.3.3. La durée d'immersion	37
III.4. Différentes méthodes d'évaluation de crues	38
III.4.1. Méthodes historiques	39
III.4.2. Courbes enveloppes	39
III.4.3. Méthodes probabilistes	39
III.4.4. Méthodes déterministe	39
III.4.5. Méthodes de l'hydrogramme unitaire	39
III.4.6. Méthodes empiriques	39
III.5. Etude de crue	40
III.5.1. SCS-CN et hydrogramme triangulaire	40
III.5.2. Formule de SOKOLOVSKI	44

III.5.3. Résultats et discussion des différentes méthodes	46
III.6. Transport solide	47
III.7. Conclusion	48

Chapitre IV

Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés

IV.1. Introduction	50
IV.2. Généralités	50
IV.2.1. Ecoulement à surface libre	51
IV.2.2. Type d'écoulement	51
IV.2.3. Régime d'écoulement	53
IV.2.4. Canaux à ciel ouvert	55
IV.2.5. Dimensionnement des canaux.....	58
IV.3. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagés	60
IV.3.1. Etat de l'oued à la zone d'étude	60
IV.3.2. Modélisation de l'écoulement	61
IV.4. Les zones inondables	72
IV.4.1. Carte des profondeurs	73
IV.4.2. Interprétation	73
IV.5. Conclusion	73

Chapitre V

Etude des variantes d'aménagements pour la protection contre les inondations

V.1. Introduction	75
V.2. Principe d'aménagement	75
V.2.1. Les différents types d'aménagements	75
V.2.2. Calcul hydraulique des canaux	77
V.2.3. Choix des paramètres de dimensionnement	79
V.3. Calcul de la stabilité des canaux non revêtus	80
V.3.1. Méthode de La vitesse Admissible	80
V.3.2. Méthode de la contrainte tractrice	81
V.3.3. Application de la méthode de la contrainte tractrice	84
V.4. Aménagement des cours d'eau	84
V.4.1. Description des variantes	85
V.4.2. Etude de l'aménagement	85

V.4.3. Calcul de l'aménagement	88
V.5. Simulation sur HEC-RAS	92
V.5.1. Simulation d'aménagement en béton	92
V.5.2. Simulation d'aménagement en enrochement	94
V.6. Conclusion	95

Chapitre VI

Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

VI.1. Introduction	97
VI.2. Chiffrages des aménagements proposés	97
VI.2.1. Les hypothèses de chiffrage	97
VI.2.2. Devis quantitatif et estimatif	97
VI.2.3. Choix de la variante d'aménagement	99
VI.3. Organisation des chantiers	100
VI.3.1. Définition de la planification	100
VI.3.2. Techniques de la planification	100
VI.3.3. Diagramme de Gantt	103
VI.4. Sécurité de travail	105
VI.4.1. Les causes des accidents	105
VI.4.2. Organisation de La prévention des accidents du travail	107
VI.5. Conclusion	108
Conclusion générale	109
Références bibliographiques	
Annexe	

Liste de figures

FIGURE CHAPITRE I

Figure I.1 : La situation administrative de la commune de Beni Slimane.....	3
Figure I.2: Image satellitaire qui présente la ville de BENI SLIMANE. (Google Earth).....	4
Figure I.3 : Carte des zones sismiques de l'Algérie.	5
Figure I.4 : Délimitation du bassin versant de Beni Slimane.....	12
Figure I.5 : La carte hypsométrique	15
Figure I.6 : La courbe hypsométrique.....	16

FIGURE CHAPITRE II

Figure II. 1: Ajustement par la loi de GUMBEL	31
Figure II. 2: Ajustement par la loi de GALTON (Log-normale)	33

FIGURE CHAPITRE III

Figure III. 1: Les lits d'un cours d'eau.....	36
Figure III.2 : Séparation de la pluie et la relation (pluie-débit).....	41
Figure III.3 : hydrogramme triangulaire du SCS.....	42
Figure III.4 : Calcul du CN avec WMS 11.0.....	43
Figure III.5 : hydrogramme de crue par la méthode de SCS-CN.....	44
Figure III.6 : hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski.....	46
Figure III.7 : hydrogramme de crue de T = 100 ans.....	47

FIGURE CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Ecoulement suivant le temps.....	52
Figure IV.2 : Schéma illustrant les différents types d'écoulement.....	53
Figure IV.3 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel.....	54
Figure IV.4 : Canal naturel.....	55
Figure IV.5 : Canaux artificiels.....	56
Figure IV.6 : Eléments géométriques de la section.....	57
Figure IV. 7 : Forces appliquées par l'eau sur les parois.....	58
Figure IV.8 : Beni Slimane centre.....	61
Figure IV.9 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.....	62
Figure IV.10 : Schéma représentatif de la partie simulée.....	63
Figure IV.11 : Exemple de section en travers (amont) dans HEC-RAS.....	65
Figure IV.12 : profil en long d'oued Benloulou à son état naturel.....	67
Figure IV.13 : Vue en plan en 3D de l'Oued.....	67
Figure IV.14 : la courbe de tarage d'oued Benloulou.....	68
Figure IV.15 : profils en travers à l'amont et à l'aval.....	68
Figure IV.16 : Résultats de simulation pour quelques stations.....	69

Figure IV.17 : la vitesse d'écoulement d'oued Benloulou.....	70
Figure IV.18 : le nombre de Froude.....	70
Figure IV.29 : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.....	73

FIGURE CHAPITRE V

Figure V.1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses.....	77
Figure V.2 : coupe de la section trapézoïdale.....	78
Figure V.3 : Abaque de l'angle de frottement $f = (forme, d)$	82
Figure V.4 : l'effort tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs.....	83
Figure V.5 : Efforts tangentiel critique pour des matériaux cohésifs.....	83
Figure V.6 : Aménagement des cours d'eau en enrochement.....	86
Figure V.7 : schéma type d'aménagement en béton d'oued Benloulou.....	89
Figure V.8 : schéma type d'aménagement en enrochement d'oued Benloulou.....	91
Figure V.9 : profil en travers à l'amont d'aménagement en béton.....	92
Figure V.10 : profil en travers à l'aval d'aménagement en béton.....	93
Figure V.11 : profil en long d'aménagement en béton.....	93
Figure V.12 : profil en travers à l'amont d'aménagement en enrochement.....	94
Figure V.13 : profil en travers à l'aval d'aménagement en enrochement.....	94
Figure V.14 : profil en long d'aménagement en enrochement.....	95

FIGURE CHAPITRE VI

Figure VI.1 : calcul des volumes pour déblai et remblai.....	98
Figure VI.2 : Réseau de planification des taches par la méthode C.P.M.....	104
Figure VI.3 : Diagramme de Gantt.....	105
Figure VI.4 : Organisation de La prévention des accidents du travail.....	107

Liste de tableaux

TABLEAU CHAPITRE I

Tableau I.1 : identification de la station de Beni Slimane (W. Médéa).....	6
Tableau I.2 : Températures moyennes annuelles.....	7
Tableau I.3 : Variation annuelle de l'humidité.....	7
Tableau I.4 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	7
Tableau I.5 : Vents moyens mensuels.....	8
Tableau I.6 : estimation de la population pour différents horizons de calcul.....	9
Tableau I.7 : inventaire des équipements de la ville de Beni Slimane.....	9
Tableau I.8 : inventaire des forages de la ville de Beni Slimane.....	10
Tableau I.9 : ouvrages de stockage de Beni Slimane.....	10
Tableau I.10 : les paramètres morphométriques du bassin.....	14
Tableau I.11 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	15
Tableau I.12 : les différentes altitudes caractéristiques.....	17
Tableau I.13 : Intervalle de l'indice de pente en fonction du relief.....	17
Tableau I.14 : indice de pente globale.....	17
Tableau I.15 : classification des cours d'eau de l'oued Benloulou.....	18
Tableau I.16 : Densité de drainage.....	18
Tableau I.17 : la pente moyenne du bassin versant.....	19
Tableau I.18 : récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant d'oued Benloulou.....	20

TABLEAU CHAPITRE II

Tableau II.1 : caractéristique du poste pluviométrique de Beni Slimane (W.Médéa).....	23
Tableau II.2 : pluies maximales journalières en (mm).....	23
Tableau II.3 : série d'observation des précipitations moyennes mensuelles et annuelles du poste pluviométrique de Beni Slimane (09-03-02), sans lacune.....	24
Tableau II.4 : la série pluviométrique annuelle à l'ordre croissant.....	25
Tableau II.5 : détermination de la table la plus grande.....	26
Tableau II.6 : caractéristiques empiriques de la série d'observation.....	27
Tableau II.7 : la fréquence expérimentale et la variable réduite.....	29
Tableau II.8 : les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.....	30
Tableau II.9 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	32
Tableau II.10 : pluies et intensités maximales.....	34

TABLEAU CHAPITRE III

Tableau III.1 : effets sanitaires des inondations.....	38
Tableau III.2 : débits de pointe des différentes fréquences (SCS-CN).....	43
Tableau III.3 : débits de crues fréquentielles (SOKOLOVSKI).....	45
Tableau III.4 : les débits de différentes méthodes.....	46

TABLEAU CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.....	64
Tableau IV.2 : Estimation du coefficient de Manning.....	64
Tableau IV.3 : donnée de débit d'oued Benloulou.....	65
Tableau IV.4 : Principaux paramètres hydrauliques pour un ensemble de station.....	71

TABLEAU CHAPITRE V

Tableau V.1 : les caractéristiques de la section trapézoïdale.....	78
Tableau V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'.....	79
Tableau V.3 : Revanches utilisées.....	79
Tableau V.4 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.....	80
Tableau V.5 : Ordre de grandeur des fruits des talus.....	80
Tableau V.6 : Vitesse admissible d'écoulement.....	81
Tableau V.7 : dimensions du canal non revêtu.....	84
Tableau V.8 : Caractéristique du cours d'eau.....	85
Tableau V.9 : Aménagement proposé.....	85
Tableau V.10 : Caractéristiques de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale.....	85
Tableau V.11 : La vitesse du courant en fonction de la vitesse V.....	87
Tableau V.12 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en béton.....	88
Tableau V.13 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 1).....	88
Tableau V.14 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 2).....	89
Tableau V.15 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en enrochement.....	90
Tableau V.16 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 1).....	90
Tableau V.17 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 2).....	91
Tableau V.18 : calcul de la stabilité des enrochements.....	92
Tableau V.19 : résultats de simulation d'oued Benloulou (aménagement en béton).....	92
Tableau V.20 : résultats de simulation d'oued Benloulou (aménagement en enrochement)...	94

TABLEAU CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : estimation du cout de l'aménagement en béton.....	99
Tableau VI.2 : estimation du cout de l'aménagement en enrochement.....	99
Tableau VI.3 : Liste des opérations avec leurs durées.....	103
Tableau VI.4 : Succession des taches.....	104

Liste des planches

Planche N°01 : Carte d'inondation sur Oued Beni Slimane et ses affluents.

Planche N°02 : Vue en plan des aménagements de protection contre les inondations.

Planche N°03 : Aménagement projeté sur Oued Beni Slimane.

Planche N°04 : Profil en long des cours d'eau aménagés.

Planche N°05 : Coupes types des cours d'eau aménagés.

Introduction générale

Introduction générale

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes ; l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction d'équipements et d'activités. Au sens large, les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultent de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrage de protection (brèche dans les digues), les inondations estuariennes résultent de la conjonction de fortes marées de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

L'Algérie, de sa part confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent des dégâts humains et matériels importants.

Les inondations ont à leur origine des événements météorologiques-hydrologiques qui à cause de leur nature stochastique, sont très difficiles à prévoir quant à leur période de retour et leur intensité. Elles sont d'autant plus à redouter lorsqu'elles se produisent en ville, là où se situe une forte concentration des activités humaines. Par conséquent les activités économiques sont fortement perturbées et les couts pour la société deviennent exorbitants d'où la nécessité de prévoir et d'empêcher le retour de ces catastrophes.

Cette étude concerne les risques d'inondation au niveau de la ville de Beni Slimane. L'objectif visé par cette étude se ramène aux points suivants :

- ❖ Reconnaissance détaillée et diagnostic de la région d'étude.
- ❖ La délimitation de l'aire d'étude du bassin versant concerné, l'étude de cartographie (étude du bassin versant) et enfin l'étude approfondie de l'hydrologie pour la détermination de la crue de projet.
- ❖ Proposition de variantes et adoption du système d'évacuation des eaux de crues le plus approprié sur le plan technique économique et ce en commun accord des trois parties (bureau d'étude, maître de l'ouvrage et service technique).
- ❖ Dimensionnement et projection des canaux, pour cela nous allons utiliser logiciel HEC-RAS.

En résumé, les principaux objectifs visés par cette étude consistent en la conception d'un système d'évacuation des eaux de crues, adapté à amortir les flux responsables des inondations de Beni Slimane et les véhiculer plus loin en aval de l'agglomération, dans le but de la protéger contre toute sorte de submersion.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes. Pour bien mener notre étude, la présentation du lieu d'étude est très importante car elle nous renseigne sur le terrain du point de vue topographique, géologique, hydrogéologique... et du point de vue climatique sans oublier démographique et le développement urbain.

I.2. Données naturelles du site

I.2.1. Situation de la commune de BENI SLIMANE

La commune de BENI SLIMANE, l'ancien TCHAIF fondé en 1957, est située à l'Est de la wilaya de Médéa, sur une altitude qui varie entre 600 et 860 m au-dessus du niveau de la mer, elle a une superficie s'étalant sur 92,82 Km². Elle est traversée par un axe important qui est la RN18 qui relie Médéa à BOUIRA.

Elle est limitée :

- Au Nord : par les communes de Sidi Rabiaä et Boucherahil ;
- Au Sud : par la commune de Souagui ;
- A L'Est : par les communes El Guelb Elkebir et Bir Benabed ;
- A L'Ouest : par la commune de Bouskene.

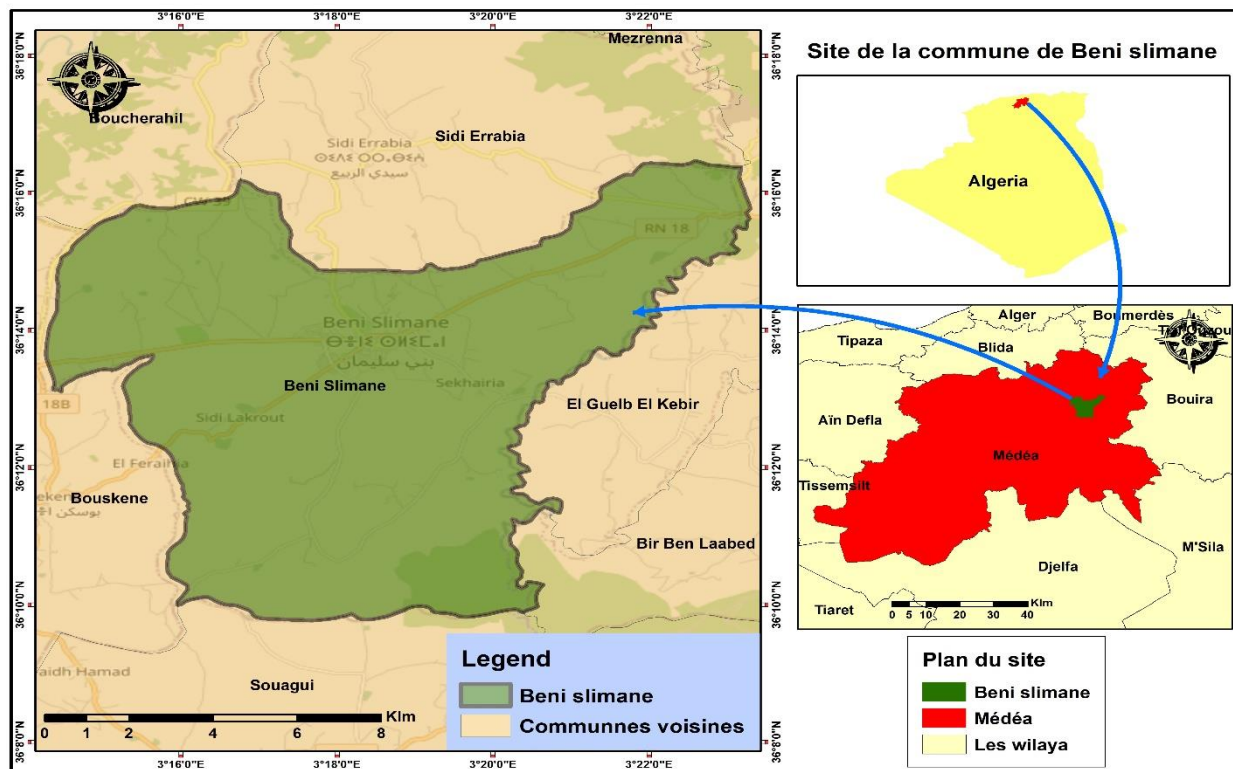


Figure I.1 : la situation administrative de la commune de Beni Slimane.

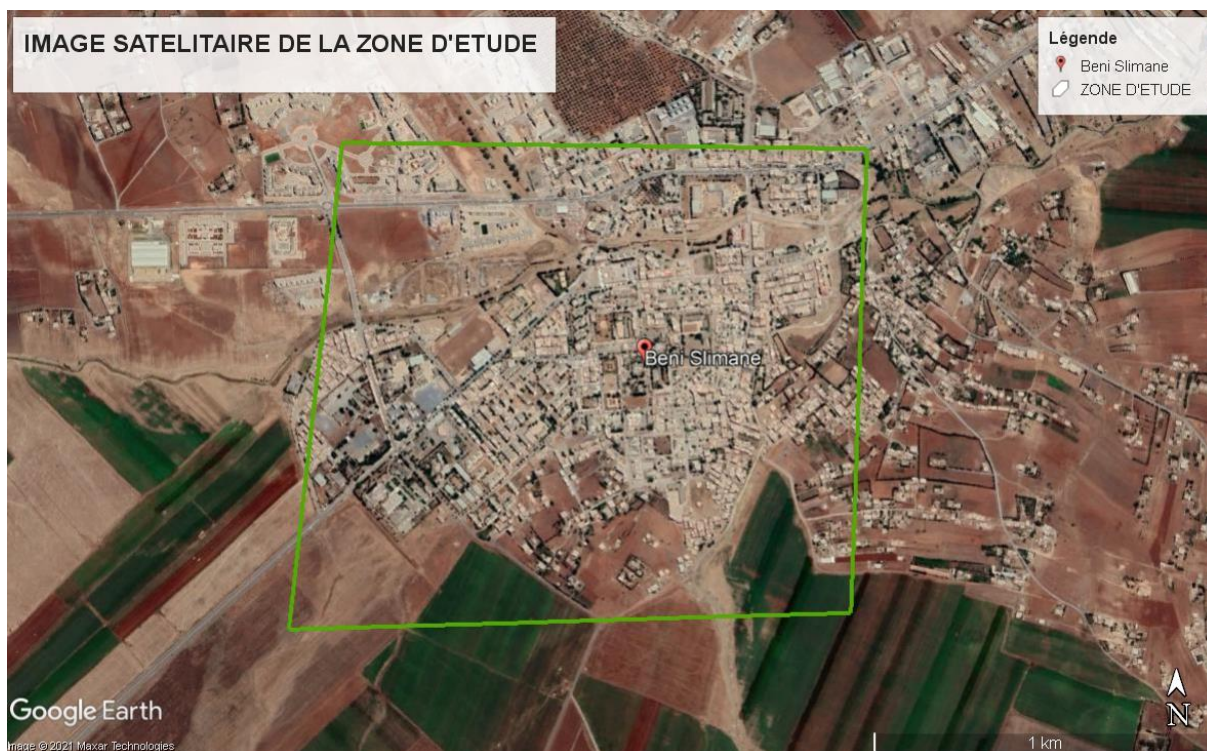


Figure I.2 : Vue satellitaire la ville de BENI SLIMANE. (Source : Google Earth Pro).

I.2.2. Topographie

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet. Le relief d'une zone, la pente de terrain sur des sites potentiels, d'implantation, et autant de paramètres topographiques et morphologiques nécessaires pour réaliser notre projet.

La topographie de la zone d'étude présente une assiette plate dans sa totalité dont les pentes ne dépassent pas les 5% sont les plus dominantes.

I.2.3. Géologie

La géologie est représentée par un seul faciès le quaternaire malgré les perturbations géotectoniques mises en évidences dans les zones accidentées.

La géologie de la commune de BENI SLIMANE présente les formations suivantes :

- Qt : Alluvions anciennes caillouteuses et limoneuses d'âge quaternaire.
- Mi : Marnes et argiles du miocène inférieur appelé aussi burdigalien.
- Ol : Oligocène appelé aussi aquitainien et représenté par les schistes rouges, poudingues et sables argileux.
- C : crétacé inférieur à faciès marins.

Les formations des couches géologiques de la zone d'étude sont constituées essentiellement d'alluvions qui nous donne un terrain solide et stable en quasi-totalité.

Des essais pénétrométriques et des sondages sur une profondeur de 3,00m montre que le bon sol se situe à une profondeur de 1,50 à 1,80 m.

I.2.4. Tectonique

Du point de vue tectonique, la région de Beni Slimane est mal connue car les formations post orogéniques cachent la structure de l'anticlinorium des Bibans vers la partie septentrionale de la plaine de Beni Slimane. La plupart d'accident affectant le terrain correspond au rejet d'anciennes structures.

I.2.5. Sismicité

La carte des zones sismiques de l'Algérie ainsi que les manifestations sismiques ressenties indiquent que la région de Beni Slimane fait partie de la Zone de Moyenne Sismicité « Zone 2 ».

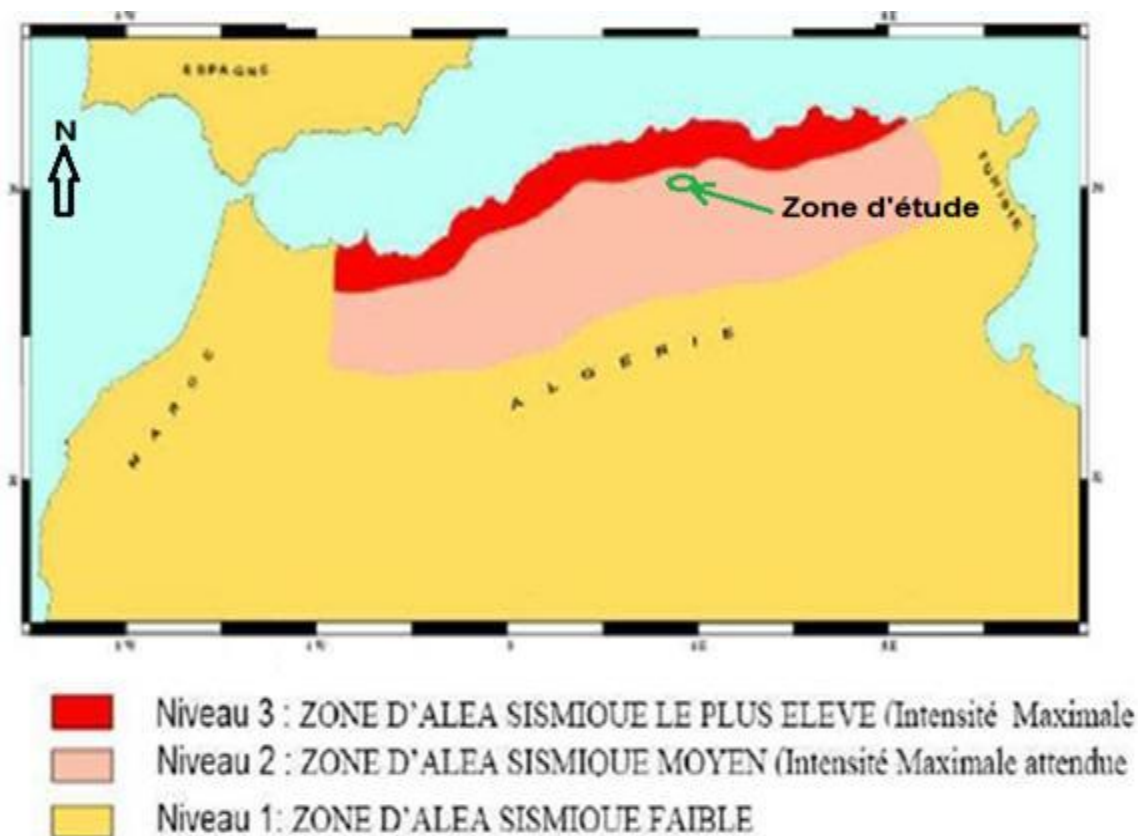


Figure I.3 : carte des zones sismiques de l'Algérie (RPA 2003).

I.3. Situation climatique

Par sa situation géographique, la commune de BENI SLIMANE se trouve dans un climat méditerranéen à nuance continentale.

Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques des pluies souvent substantielles apparaissent surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude et sèche.

L'analyse des paramètres climatiques se fera sur la base des données disponibles au niveau de la station de Beni Slimane.

Tableau I.1 : identification de la station de Beni Slimane (W. Médéa).

Nom du poste	Coordonnées Lambert (Km)			code	Période de fonctionnement	Nombre d'années d'observation sans lacune
	X	Y	Z	(ANRH)		
Beni Slimane	557.2	322.65	600	09-03-02	1920-2019	1986-2017 31 ans

ANRH (2021).

- Ses caractéristiques climatiques se résument comme suit :

I.3.1. Température

La moyenne des températures des mois les plus chauds se situe entre 22 et 27°C couvrant les mois de Juin à Septembre.

Par contre, la moyenne des températures des mois les plus froids sont de 06 à 08°C couvrant les mois de Décembre à Février.

Les valeurs des températures mensuelles moyennes observées sous abri à la station de Beni Slimane, sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Températures moyennes annuelles.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy annuelle
Températures moy (°C)	21.2	16.6	11.6	7.8	6.9	7.6	10	12.1	16.9	22.2	25.6	26.2	15.4

ONM (2021).

I.3.2. Humidité

L'humidité relative moyenne annuelle retenue est donc estimée à 67.1%. Elle est minimale et inférieure à 50% durant les mois d'été (juillet Août), alors qu'elle est maximale pour les mois d'hiver (Décembre, Janvier et Février).

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau 03.

Tableau I.3 : Variation annuelle de l'humidité.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annuelle
Humidité %	78	74	68	62	57	52	43	41	55	64	71	78	61.92

ONM (2021)

I.3.3. Pluviométrie

Le rythme des précipitations se caractérise par une irrégularité annuelle dont la moyenne ne dépasse pas annuellement 600 mm/an.

La plus grande partie des pluies se répartissent entre les mois d'Octobre et Avril.

Tableau I.4 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Moyenne (mm)	28.4	31.97	42.32	46.75	47.54	45.49	43.06	39.95	34.41	10.02	6.45	7.90	384.26

ANRH (2021).

I.3.4. Les vents

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles ayant respectivement des directions ouest et nord-ouest.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents on propose le tableau 06 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I.5 : Vents moyens mensuels.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse (km/h)	3,53	4,24	4,74	4,24	4,24	3,30	3,53	3,77	3,53	3,06	4,00	3,53

ONM (2021).

I.4. La situation démographique

I.4.1. Estimation de la population

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (I.1)$$

D'où :

P : Population future.

P_0 : Population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement démographique.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.6% jusqu'à l'année 2045 à partir de l'année de référence 2008.

Les données de la population de la ville de BENI SLIMANE sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : estimation de la population pour différents horizons de calcul.

Horizon	2008	Taux d'accroissement	2021	2030	2045
Estimation (Hab)	22 837	1.6%	28 070	23 382	41 087

I.4.2. Equipement et infrastructure**Tableau I.7 : inventaire des équipements de la ville de Beni Slimane.**

Type	Désignation	Nombre
Administratifs	Siège de daïra	01
	Protection civil	01
	Subdivision hydraulique	01
	Sonal-gaz	01
	Subdivision des travaux publics	01
	Centre technique des forets	01
	Centre de PTT	01
	Siège de l'A.P.C	01
	Banque	01
	Station de service	02
Equipements éducatifs et sanitaires	C.E.M	09
	Ecole primaire	21
	Lycée	05
	Hôpital	01
	Centre de formation	01
	Polyclinique	01
	Centre psychopédagogique	01
	Centre de santé	01
	Salle des soins	01
Institut de technologie	01	
Equipements sportifs	Stade	02
	Piscine	01
	Salle des sports	01
	Aire des jeux	01
	Salle omnisport + vestiaire	01
Equipements socioculturels et tourisms	Mosquée	03
	Cimetière	01
	Cinéma	02
	Bibliothèque	01
	Salle d'exposition	01
	Maison de jeune	01
	Maison de culture	01
	Hôtel	01
Auberge	01	
Equipement commerciaux	Centre commercial	01
	Souk el fellah	01
	Marché	01
	Marché hebdomadaire	01
Equipements édilitaires	Sureté de daïra	01
	Gendarmerie	01
	Garde communale	01
	Abattoirs	01
	Gare routière	01
	Sureté urbaine	01

APC de Beni Slimane (2021).

I.5. La situation hydraulique

I.5.1. Réseau d'AEP

La ville de Beni Slimane est alimentée à partir des forages dont les débits varient de 1 à 6 l/s. La dotation actuelle pratiquée dans la ville de Beni Slimane est de 70 l/habitant/jour. Prochainement, elle bénéficiera de 2.6 millions de mètres cube annuellement à partir du barrage de Kodiet Akerdoune ce qui améliorera considérablement l'alimentation de cette ville d'après l'ADE de Kettene elle pourra atteindre 250 l/j/habitant à l'horizon 2045.

Tableau I.8 : inventaire des forages de la ville de Beni Slimane.

Forage	Débit d'exploitation (l/s)
Forage de Beni Maaloum	6
Forage de Bouskene	1
Forage de Snoubria	6
Forage de Beni Slimane	4
Nouveau forage	3
Total	20

ADE (2021).

Tableau I.9 : ouvrages de stockage de Beni Slimane.

Réservoirs	Capacité (m ³)
BOUSKENE	700
AOUAOUDJA	500
RAS EL AIN	700
Total	1900

ADE (2021).

I.5.2. Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville de Beni Slimane est de type unitaire se trouvant sur un même bassin qui couvre une superficie de 335 Ha collectant toute les eaux usées de l'ensemble de l'agglomération vers l'exutoire qui est **l'Oued BELLOULOU**.

Muni d'un collecteur principal qui est composé de plusieurs diamètres allant de 800 jusqu'au 1200 mm, débute au niveau de l'hôpital et traverse la ville jusqu'au rejet sur un linéaire de 2.40 Km, reçoit les eaux collecter par 10 collecteurs secondaires qui sont alimentés a leurs tours par des collecteurs tertiaires. Un nouveau réseau d'assainissement a été projeté dans le cadre de l'étude du schéma directeur de la ville de Beni Slimane.

I.6. Caractéristiques hydromorphologiques du bassin versant

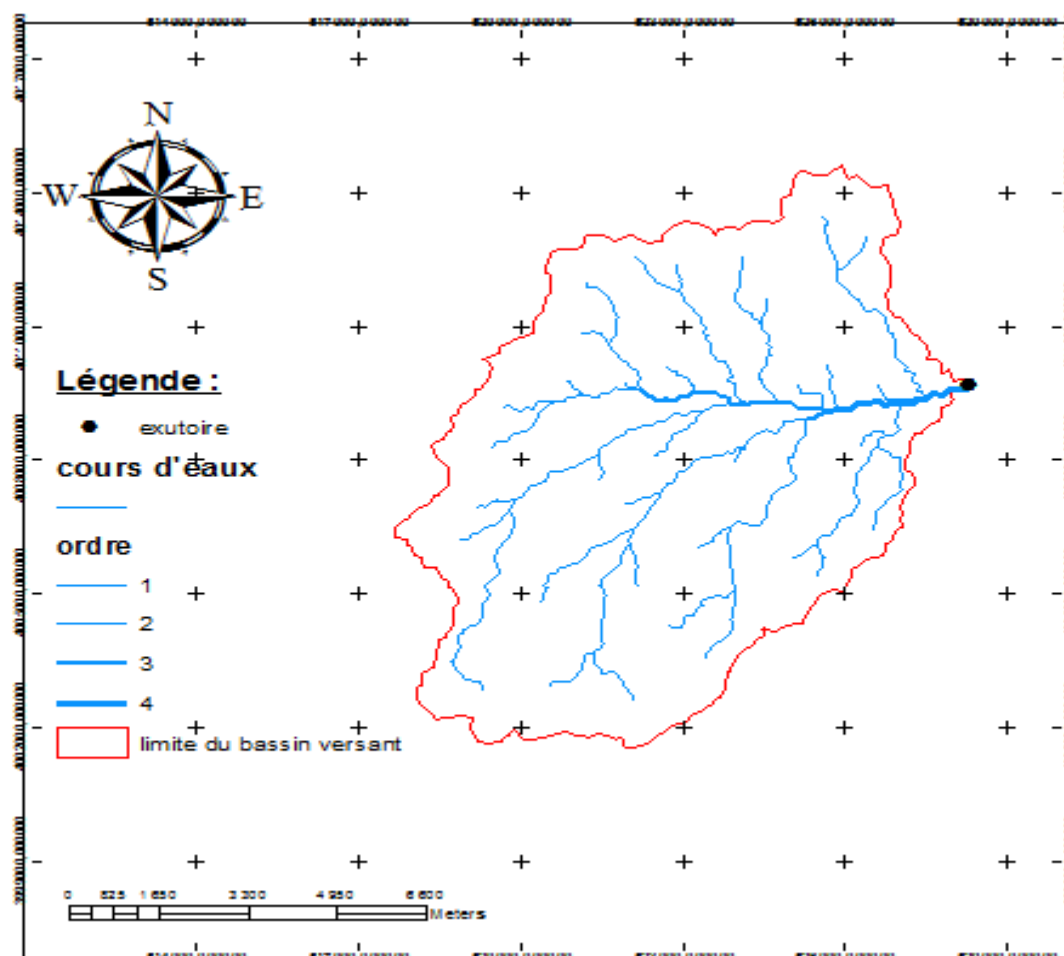
I.6.1. Définition d'un bassin versant

Le bassin versant représente l'unité spatiale de référence pour l'hydrologie il est définie comme l'étendue drainé par un cours d'eau et ses affluents et limité par une ligne de partage des eaux.

Ce dernier est une unité géographique définie à partir d'une section droite d'un cours d'eau et qui comprend toute la surface en amont de cette section de telle sorte que toute l'eau qui arrive sur cette surface transite, du moins en théorie, par cette section droite. Cette dernière est appelé « émissaire » ou « exutoire » du bassin versant, à partir duquel on peut tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

Les différentes caractéristiques morphométriques et hydrographiques sont calculées à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25000.

Le calage et le calcul des caractéristiques a été fait par le logiciel (ArcGIS 10.8).



I.6.2. Caractéristiques hydromorphométriques du bassin de Beni Slimane

I.6.2.1. Caractéristiques du bassin

➤ Superficie

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

$$S = 85 \text{ Km}^2.$$

➤ Périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

$$P = 45 \text{ Km.}$$

➤ Longueur du cours d'eau principal

$$L_c = 17.21 \text{ km.}$$

I.6.2.2. Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant influence fortement sur l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant.

Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu. Mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

➤ Indice de compacité de GRAVELUS

L'indice de forme K_c , appelé indice de compacité ou de GRAVELUS, est un paramètre indicateur de la forme du bassin versant, et exprime l'allongement des bassins versants, il est donné par la formule suivante :

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.2)$$

$$\text{A.N : } K_c = 0.28 * \frac{45}{\sqrt{85}} \rightarrow K_c = 1.366$$

Avec :

K_c : indice de forme.

P : périmètre du bassin versant (m).

S : surface du bassin (m^2).

- Si $K_c < 1 \Rightarrow$ bassin ramassé.
- Si $K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé.

$$\text{A.N : } K_c = 0.28 * \frac{45}{\sqrt{85}} \rightarrow K_c = 1.36 > 1$$

Donc c'est un bassin de forme allongé.

➤ **Coefficient d'allongement**

Le coefficient d'allongement est déterminé par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (I.3)$$

A.N : $K_p = \frac{45^2}{85} \rightarrow K_p = 23.82$

➤ **Rectangle équivalent**

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donnée est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de GRAVELUS, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation, la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules qui viennent :

➤ **La longueur du rectangle équivalent**

$$L = K_c * \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.4)$$

➤ **La largeur du rectangle équivalent**

$$l = K_c * \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.5)$$

Les résultats des paramètres hypsométriques sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau I.10 : les paramètres morphométriques du bassin.

Bassin versant	P (Km)	S (Km ²)	Kc	L (Km)	l (Km)
	45	85	1.36	17.46	4.86

I.6.2.3. Relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitation, température,... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- L'indice de pente globale.
- Densité de drainage
- L'indice de pente moyenne.

➤ Courbe hypsométrique

La répartition altimétrique du sous bassin en étude est établie sur la base du planimètre des surfaces élémentaires comprises successivement entre deux courbes maitresses.

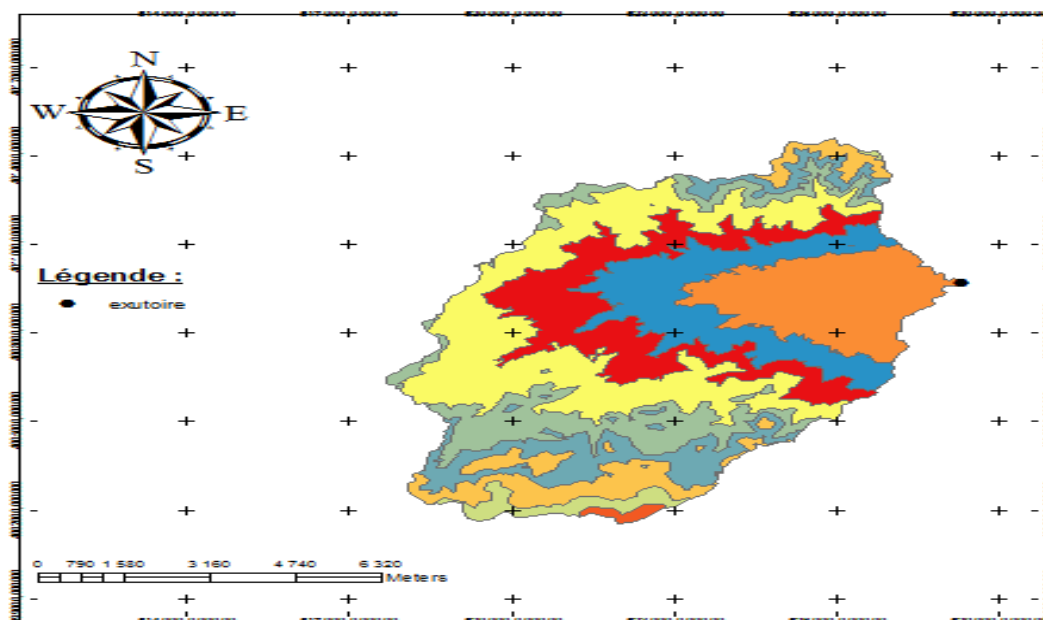


Figure I.5 : la carte hypsométrique.

La répartition altimétrique du bassin versant en étude est insérée dans le tableau suivant :

Tableau I.11 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude (m)			Surfaces partielles		Surfaces cumulées		$S_i \times H_i$ (m.Km ²)
H_i (m)	H_{i+1} (m)	H_{imoy} (m)	S_i (Km ²)	S_i (%)	$\sum S_i$ (Km ²)	S_{ic} (%)	
571	621	596	11.46	13.48	11.46	13.48	6830.16
621	650	635.5	10.88	12.8	22.34	26.28	6914.24
650	680	665	13.26	15.6	35.60	41.88	8817.90
680	720	700	21.51	25.31	57.11	67.19	15057.00
720	750	735	10.32	12.14	67.43	79.33	7585.20
750	780	765	7.97	9.38	75.40	88.71	6097.05
780	820	800	6.63	7.8	82.03	96.51	5304.00
820	880	850	2.49	2.93	84.52	99.44	2116.50
880	972	926	0.48	0.56	85.00	100.00	444.48
Somme			85	100	/	/	59166.53

La topographie du bassin versant est représentée par la courbe hypsométrique, avec en abscisse le cumul des superficies partielles entre deux courbes de niveau

successives exprimé en %, et en ordonnées les altitudes. La courbe hypsométrique de bassin est représentée dans la figure suivante :

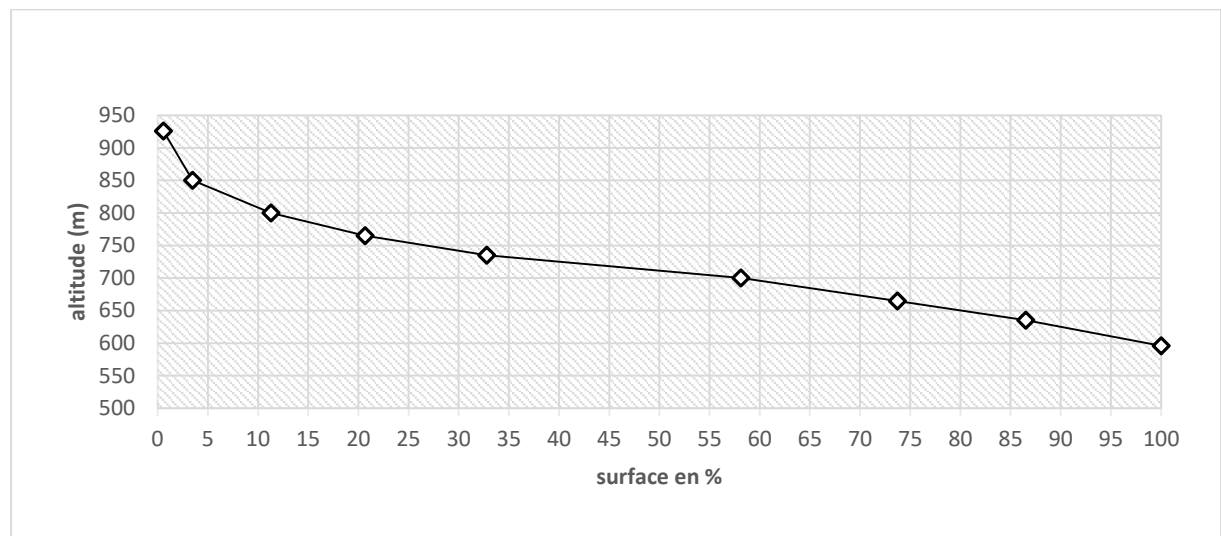


Figure I.6 : la courbe hypsométrique.

➤ **Altitude caractéristique**

• **L'altitude minimale et maximale**

Elles sont obtenues directement à partir des cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

• **L'altitude moyenne du bassin versant**

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques. Elle est Définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n (S_i \times H_i)}{S} \dots\dots\dots (\mathbf{I.6}) ; H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

Avec :

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

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveau (Km²).

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

A.N : $H_{\text{moy}} = 696 \text{ m}$.

La courbe hypsométrique permet de tirer les informations suivantes :

$H_{50\%} = 710 \text{ m}$ (Altitude médiane).

$H_{95\%} = 610 \text{ m}$.

$H_{5\%} = 840 \text{ m}$.

On résume :

Tableau I.12 : les différentes altitudes caractéristiques.

Altitude	H_{\max}	H_{\min}	$H_{50\%}$	$H_{95\%}$	$H_{5\%}$	H_{moy}
Valeur (m)	972	621	710	610	840	696

➤ **Indice de pente globale I_g**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (I.7)$$

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 $S_{95\%}$.

Tableau I.13 : Intervalle de l'indice de pente en fonction du relief.

Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$1 < I_g$

Le tableau résume tous les résultats obtenus tels que les altitudes caractéristiques et l'indice de pente globale de chaque sous bassin.

Tableau I.14 : indice de pente globale.

B.V	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$ (m)	L (Km)	I_g
	840	610	230	17.46	0.013

$I_g = 0.013$ le relief est modéré.

➤ **Densité de drainage**

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. La densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots \text{(I.8)}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/Km²).

L_i : Longueur de cours d'eau (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau I.15 : classification des cours d'eau de l'oued Benloulou.

Ordre des cours d'eau	Nombre	Longueur (Km)
1	66	4134
2	44	2962
3	8	463
4	8	442
Total (L_{tot})		8001

✚ Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau I.16 : Densité de drainage.

Sous bassin	B.V
L_{tot} (Km)	8001
D_d (Km/Km ²)	94.13

➤ **Pente moyenne d'un cours d'eau principal**

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, elle agit sur le débit maximal observé. Elle est donnée par la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots \text{(I.9)}$$

D'où : $I_0 = \frac{972 - 621}{17.21} \rightarrow I_0 = 0.02$

H_{max} , H_{min} : L'altitude maximale et minimale d'un cours d'eau.

L : La longueur du cours d'eau.

Tableau I.17 : la pente moyenne du bassin versant.

B.V	H_{max} (km)	H_{min} (km)	L (km)	I₀
	0.972	0.621	17.21	0.02

I.6.3. Temps de concentration

Le temps de concentration T_c est le temps qui met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée hydrologiquement de l'exutoire pour parvenir à celui-ci, il est composé de trois termes différents :

- T_h : Temps d'humectation ; c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement ; c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- T_a : Temps d'acheminement ; c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

$$T_c = \max \sum (T_h + T_r + T_a) \dots\dots\dots \text{(I.10)}$$

Théoriquement, on estime qu'est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit des mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de la formule empirique de Kirpich :

$$T_c = \frac{0.000385 \cdot (L_c)^{0.77}}{(H_{\max} - H_{\min})^{0.385}} \dots\dots\dots \text{(I.11)}$$

$$T_c = 5.15 \text{ h.}$$

I.6.4. Vitesse moyenne du ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots \text{(I.12)}$$

Avec :

L : longueur de talweg principal en km.

T_c : Le temps de concentration.

$$V_R = \frac{17.21}{5.15} \rightarrow V_R = 3.34 \text{ Km/h.}$$

✚ Toutes les caractéristiques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.18 : récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant d'oued Benloulou.

Caractéristiques		Unité	Valeur
Coordonnées géographiques	X	Km	582.257
	Y		4009.284
Surface		Km ²	85
Périmètre		Km	45
Altitudes	Maximale : H_{\max}	m	972
	Moyenne : H_{moy}		696
	Médiane : $H_{50\%}$		710
	Minimale : H_{\min}		621
	$H_{5\%}$		840
	$H_{95\%}$		610
Indice de compacité		/	1.36
Longueur du rectangle équivalent		Km	17.46
Largeur du rectangle équivalent		Km	4.86
Indice de pente globale		m/Km	0.013
Densité de drainage		Km/Km	94.13
Pente moyenne du cours d'eau		%	20
Longueur du cours d'eau principal		Km	17.21
Temps de concentration		h	5.15
Vitesse moyenne du ruissellement		Km/h	3.34

I.7. Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique, comme on a déterminé les caractéristiques du bassin versant et calculé les paramètres morphométriques afin de mieux connaître la nature et la morphologie de la zone d'étude.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude de projet pour justifier et analyser des résultats afin de simuler une réponse à la crue.

Chapitre II

Etude des précipitations maximales journalières

II.1. Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques et leurs interactions avec l'environnement.

Au sens plus strict, c'est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre. Dans le domaine d'assainissement, le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses.

Pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique, on doit mettre en évidence l'étude hydrologique, pour la détermination des caractéristiques des bassins versants et le débit de crues de différentes périodes de retour.

II.2. Choix de la période de retour

Les périodes de retour (10, 50, 100) ans, une pluie de période de retour de 100 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 100 ans.

Pour les projets d'aménagement, nous choisissons généralement pour une pluie centennale. Le choix de la période de retour dépend de :

- Le cout du réseau d'égout ;
- L'entretien et la protection de ce dernier contre les risques.

II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

L'intensité moyenne maximale est exprimée en mm/h, c'est la lame d'eau précipitée Δh (mm) rapportée à un intervalle de référence.

$$I = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (II.1)$$

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

1. Faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
2. Calculer les paramètres de la loi choisie.
3. Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.3.1. Pluies maximales journalières

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station soit représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique

qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

- Postes pluviométriques :

Les précipitations représentent un facteur essentiel dans le bilan hydrologique, sa quantification est faite au niveau de plusieurs stations pluviométriques implantées à travers le territoire algérien dans le but d’avoir une information précise sur ce paramètre.

Pour notre cas, l’étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Beni Slimane (W.Médéa), c’est une station disponible pour les services de l’ANRH concernant les données des pluies moyennes mensuelles.

Tableau II.1 : caractéristique du poste pluviométrique de Beni Slimane (W.Médéa).

Nom du poste	Coordonnées Lambert (Km)			code (ANRH)	Période de fonctionnement	Nombre d’années d’observation sans lacune
	X	Y	Z			
Beni Slimane	557.2	322.65	600	09-03-02	1920-2019	1986-2017 31 ans

Tableau II.2 : pluies maximales journalières en (mm).

N° d’ordre	Année d’observation	P_{maxj} (mm)	N° d’ordre	Année d’observation	P_{maxj} (mm)
01	1986/1987	36.5	17	2002/2003	25.1
02	1987/1988	31.2	18	2003/2004	22.7
03	1988/1989	30.2	19	2004/2005	49.3
04	1989/1990	72.1	20	2005/2006	41.8
05	1990/1991	29.6	21	2006/2007	51.2
06	1991/1992	82.5	22	2007/2008	36.4
07	1992/1993	32	23	2008/2009	19.6
08	1993/1994	52.4	24	2009/2010	44
09	1994/1995	34	25	2010/2011	29.6
10	1995/1996	50.7	26	2011/2012	28.1
11	1996/1997	21.5	27	2012/2013	28.4
12	1997/1998	28.6	28	2013/2014	34.8
13	1998/1999	21.5	29	2014/2015	21.1
14	1999/2000	22.3	30	2015/2016	69.7
15	2000/2001	30.2	31	2016/2017	42.4
16	2001/2002	22	/	/	/

ANRH (2021).

Tableau II.3 : série d'observation des précipitations moyennes mensuelles et annuelles du poste pluviométrique de Beni Slimane (09-03-02), sans lacune.

N° d'ordre	Année d'observation	Total Annuel (mm)	N° d'ordre	Année d'observation	Total Annuel (mm)
01	1986/1987	371.3	17	2002/2003	260.3
02	1987/1988	375.6	18	2003/2004	319.8
03	1988/1989	348.1	19	2004/2005	480.2
04	1989/1990	611.3	20	2005/2006	755.3
05	1990/1991	296	21	2006/2007	414.2
06	1991/1992	409.3	22	2007/2008	506.3
07	1992/1993	182	23	2008/2009	210.7
08	1993/1994	291	24	2009/2010	253.8
09	1994/1995	260.5	25	2010/2011	454.7
10	1995/1996	397.4	26	2011/2012	298.5
11	1996/1997	321.8	27	2012/2013	382.6
12	1997/1998	275.6	28	2013/2014	768.7
13	1998/1999	276	29	2014/2015	288.8
14	1999/2000	291.2	30	2015/2016	562.9
15	2000/2001	348.8	31	2016/2017	356.5
16	2001/2002	406.1	/	/	/

ANRH (2021).

II.3.2. Homogénéisation des données

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente.

Pour vérifier l'homogénéisation des données nous allons vérifier par le test de médiane (test de Mood).

Test de Mood

- Détermination la médiane M de la série après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

- (+) pour les échantillons $> M$
- (-) pour les échantillons $< M$

Tableau II.4 : la série pluviométrique annuelle à l'ordre croissant.

N° d'ordre	P _{annuel} (mm)	Signes
01	182	-
02	210.7	-
03	253.8	-
04	260.3	-
05	260.5	-
06	275.6	-
07	276	-
08	288.8	-
09	291	-
10	291.2	-
11	296	-
12	298.5	-
13	319.8	-
14	321.8	-
15	348.1	-
16	348.8	/
17	356.5	+
18	371.3	+
19	375.6	+
20	382.6	+
21	397.4	+
22	406.1	+
23	409.3	+
24	414.2	+
25	454.7	+
26	480.2	+
27	506.3	+
28	562.9	+
29	611.3	+
30	755.3	+
31	768.7	+

➤ **Calculons les quantités Ns et Ts**

Ns : nombre total de séries de + ou de -

Ts : taille de la plus grande série de + ou de -

Tableau II.5 : détermination de la table la plus grande.

N° d'ordre	P_{annuel} (mm)	Signes
01	371.3	+
02	375.6	+
03	348.1	-
04	611.3	+
05	296	-
06	409.3	+
07	182	-
08	291	-
09	260.5	-
10	397.4	+
11	321.8	-
12	275.6	-
13	276	-
14	291.2	-
15	348.8	/
16	406.1	+
17	260.3	-
18	319.8	-
19	480.2	+
20	755.3	+
21	414.2	+
22	506.3	+
23	210.7	-
24	253.8	-
25	454.7	+
26	298.5	-
27	382.6	+
28	768.7	+
29	288.8	-
30	562.9	+
31	356.5	+

Ceci a permis d'établir que pour un seuil de signification 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > 0.5 (N + 1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N - 1})$$

$$T_s < 3.3 (\log N + 1)$$

Avec :

μ = variable ($\mu = 1.96$)

N : taille de la série (N=31)

$N_s = 15 > 10.63$

$T_s = 4 < 8.22$

Donc les conditions du test sont vérifiées, nous concluons que la série étudiée est homogène.

II.3.3. Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par des lois théoriques afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul les caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

II.3.3.1. Caractéristique empiriques de la série

Les paramètres statistiques de la série d'observation sont représentés dans le tableau ci-dessus :

- **La moyenne arithmétique X**

$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{31} x_i}{n} \dots\dots\dots (II.2) \quad ; \quad \bar{X} = 36.82 \text{ mm}$

- **L'écart-type :**

$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \dots\dots\dots(II.3) \quad ;$

Avec : $\sigma_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^{31} (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)} \dots\dots\dots (II.4) \quad ;$

D'où : $\sigma_x = \sqrt{252.38} = 15.88$

- **Coefficient de variation**

$Cv = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} \dots\dots\dots (II.5) \quad ; \quad Cv = \frac{15.88}{36.82} = 0.43$

Tableau II.6 : caractéristiques empiriques de la série d'observation.

Caractéristiques	Valeur
Minimum	19.6 mm
Maximum	82.5 mm
Moyenne	36.82 mm
Ecart-type	15.88 mm
Coefficient de variation (Cv)	0.43
L'exposant climatique (b)	0.34

➤ **Remarque**

L'exposant climatique pour la région de Beni Slimane ($b=0.34$) est donné par l'ANRH ; (Agence Nationale des Ressources Hydriques).

II.4. Choix de la loi d'ajustement

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate la série d'observation.

Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à un échantillon.

Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- La loi doublement exponentielle (la loi de Gumbel).
- La loi log normale (la loi de Galton).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel 'Hyfran' avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

II.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition selon la formule suivante :

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.6)$$

$$\text{Tel que : } y = \alpha \cdot (x - x_0) \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec : α, x_0 : Coefficients d'ajustement estimés par :

$$\frac{1}{\alpha} = 0.780 \sigma_x \qquad x_0 = \bar{x} - \frac{0.557}{\alpha}$$

- $1/\alpha$: La pente de la droite de GUMBEL.
- x_0 : Paramètre de position (en mm).
- y : Variable réduite de GUMBEL.
- x : Précipitation maximale journalière (mm).

Cette variable x est exprimée en fonction de la variable réduite y par l'équation de la droite de Gumbel.

$$P_{max,j,p,\%} = \frac{1}{\alpha} \cdot y + x_0$$

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

Il faut suivre quelques étapes avant l'ajustement :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1,2,...., n.

- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(m) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec :

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observation (n=31).

- Calculer la variable réduite de Gumbel y.

Tableau II.7 : la fréquence expérimentale et la variable réduite.

Le rang (m)	$P_{\max,j} = x$ (mm)	$F(m) = \frac{m - 0.5}{n}$	$y = -\ln(-\ln F(m))$
1	19,6	0.0161	-1.417
2	21,1	0.0483	-1.108
3	21,5	0.0806	-0.923
4	21,5	0.1129	-0.779
5	22	0.1451	-0.657
6	22,3	0.1774	-0.547
7	22,7	0.2096	-0.446
8	25,1	0.2419	-0.35
9	28,1	0.2741	-0.257
10	28,4	0.3064	-0.167
11	28,6	0.3387	-0.079
12	29,6	0.3709	0.003
13	29,6	0.4032	0.0962
14	30,2	0.4354	0.1847
15	30,2	0.4677	0.2746
16	31,2	0.5	0.3665
17	32	0.5322	0.461
18	34	0.5645	0.5589
19	34,8	0.5967	0.6612
20	36,4	0.629	0.7687
21	36,5	0.6612	0.8829
22	41,8	0.6935	1.0053
23	42,4	0.7258	1.1379
24	44	0.758	1.2837
25	49,3	0.7903	1.4468
26	50,7	0.8255	1.6331
27	51,2	0.8548	1.8525
28	52,4	0.887	2.1219
29	69,7	0.9193	2.4759
30	72,1	0.9516	3.0038
31	82,5	0.9838	4.119

On va calculer les paramètres d'ajustement α et x_0

- On a

$$\frac{1}{\alpha} = 0.780 \sigma_x ; \text{ Avec : } \sigma_x = 15.88 \qquad \frac{1}{\alpha} = 12.3864$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{0.557}{\alpha} ; \text{ Avec : } \bar{x} = 36.82mm \qquad x_0 = 29.8575$$

Alors la droite de GUMBEL devient comme suit :

$$x = 12.3864 * y + 29.8575$$

D'où : $P_{\max,j,p,\%} = 12.3864 * y + 29.8575$

- Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.

Période de retour T (années)	Probabilité (q)	$P_{\max,j}$ (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	79.2	7.91	63.7-94.7
50.0	0.9800	71.7	6.87	58.2-85.2
20.0	0.9500	61.8	5.51	51.0-72.6
10.0	0.9000	54.1	4.49	45.3-62.9
5.0	0.8000	46.0	3.48	39.2-52.9

Avec :

- $q = F(x)$ (probabilité au non-dépassement).
- $T = 1/(1-q)$

❖ **Test d'adéquation (test de khi-carré) :**

Test de khi-carré est le plus utilisé car il est le plus pratique ;

Résultats :

Résultats de la statistique : $X^2 = 9.42$

Degré de liberté : 4

Nombres de classes : 7

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

Commentaires :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

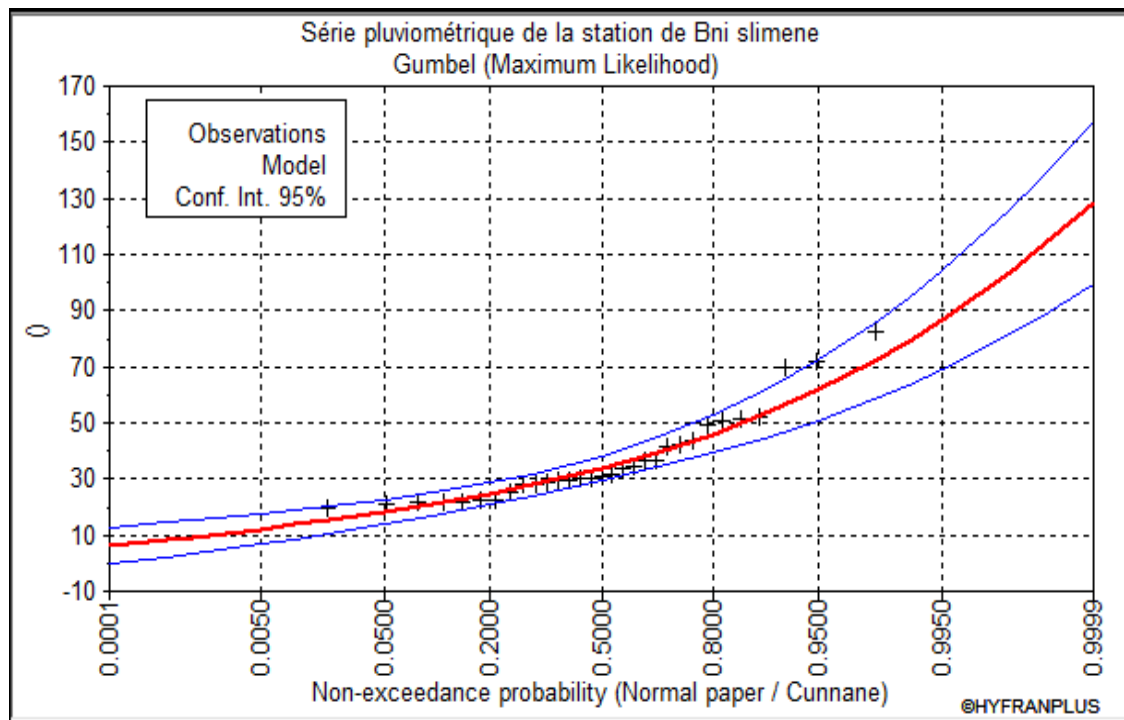


Figure II.1 : Ajustement par la loi de GUMBEL.

Remarque :

Nous allons rejeter l’ajustement à la loi de Gumbel parce que la limite inférieure de l’intervalle de confiance est négative.

II.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier du log-normale. La loi de Galton ou la loi normale rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.9)$$

Ou : $u = \frac{x_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log}X_{(p\%)} = \overline{\text{Log}X} + \sigma \cdot \text{Log}u_{(p\%)}$$

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum_{i=1}^{31} \text{Log}X_i}{N} \dots\dots\dots (II.10)$$

D’où : $\overline{\text{Log}X} = 1.533$

➤ Paramètres estimés

Mu : 3.52969

Sigma : 0.384547

✚ Les résultats de l'ajustement par la loi de Galton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour T (années)	Probabilité (q)	$P_{\max,j}$ (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	83.5	11.2	61.4-105
50.0	0.9800	75.2	9.26	57.0-93.3
20.0	0.9500	64.2	6.87	50.8-77.7
10.0	0.9000	55.8	5.24	45.6-66.1
5.0	0.8000	47.1	3.81	39.7-54.6

Avec :

- $q = F(x)$ (probabilité au non-dépassement).
- $T = 1/(1-q)$

❖ **Test d'adéquation (test de khi-carré)**

Résultats :

Résultats de la statistique : $X^2 = 6.26$

Degré de liberté : 4

Nombres de classes : 7

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

Commentaires :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

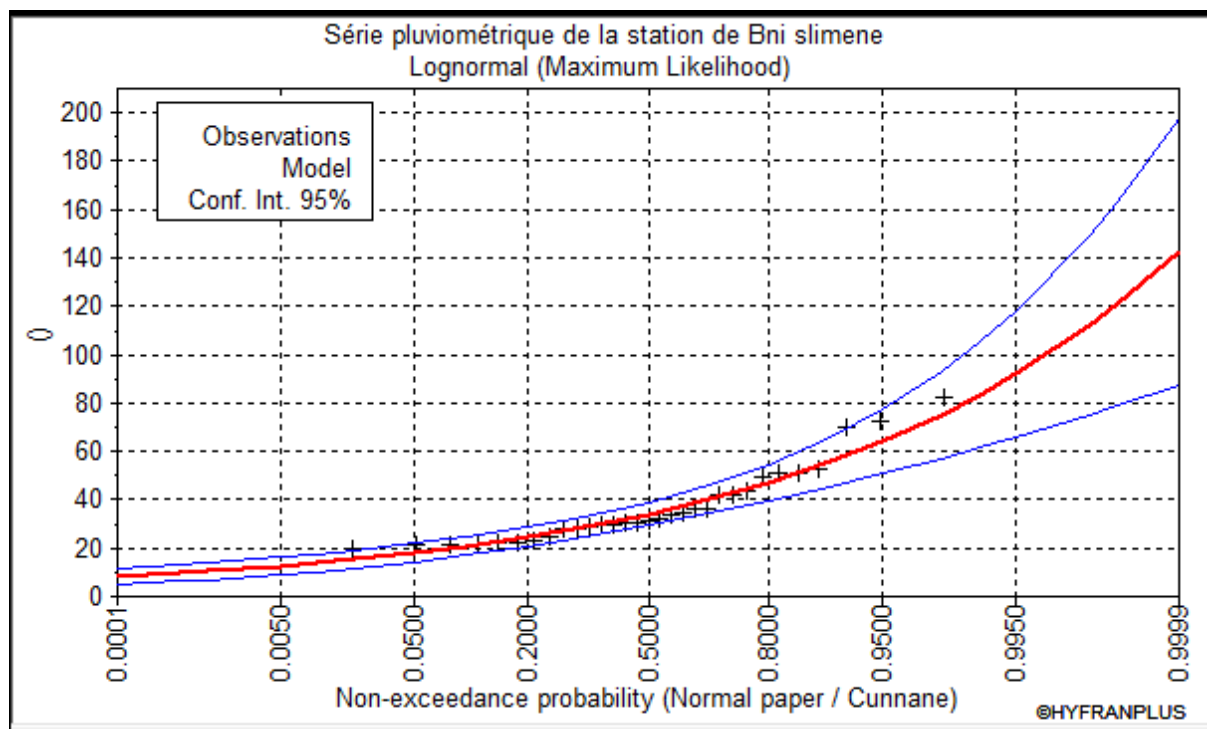


Figure II.2 : Ajustement par la loi de GALTON (log-normale).

II.4.3. Interprétation

En utilisant les deux lois **Gumbel** et **Log normal** pour faire l’ajustement de la série pluviométrique, on constate que les droites d’ajustement pour les deux méthodes sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux. Afin d’opter pour l’utilisation d’une loi on a fait une corrélation entre les valeurs expérimentaux et les valeurs théoriques de chaque loi. On a trouvé que la loi Log normal donne le bon résultat par rapport à la loi de Gumbel (en a remarqué que le nuage de points des valeurs de la loi Log normal est plus proche à la droite d’ajustement théorique par rapport au nuage des points ajusté par la loi de Gumbel).

II.4.3.1. Pluies de courte durée

Le passage des pluies maximales journalières aux pluies de courte durée est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_t = P_{\max j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

t : Durée de l’averse.

b : L’exposant climatique (b=0.34).

II.4.3.2. L'intensité

Les intensités maximales de durée t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$\bar{I}_t = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots (II.12)$$

Avec :

\bar{I}_t : Intensité moyenne maximale (mm/h).

P_t : Pluies de courte durée (mm).

t : La durée (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées au tableau ci-dessus :

Tableau II.10 : pluies et intensités maximales.

T (ans)	100		50		10	
t (h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)
0.5	22.39	44.781	20.164	40.329	14.962	29.925
1	28.34	28.34	25.523	25.523	18.939	18.939
1.5	32.53	21.686	29.296	19.531	21.738	14.492
2	35.872	17.936	32.306	16.153	23.972	11.986
4	45.406	11.351	40.892	10.223	30.343	7.5858
6	52.117	8.6863	46.937	7.8228	34.828	5.8047
8	57.473	7.1841	51.76	6.47	38.407	4.8009
10	62.003	6.2003	55.84	5.584	41.434	4.1434
12	65.968	5.4973	59.411	4.9509	44.084	3.6736
14	69.518	4.9655	62.607	4.4719	46.456	3.3183
16	72.747	4.5466	65.515	4.0947	48.614	3.0383
18	75.719	4.2066	68.192	3.7884	50.6	2.8111
20	78.481	3.924	70.679	3.5339	52.446	2.6223
22	81.065	3.6848	73.007	3.3185	54.173	2.462444
24	83.5	3.479	75.2	3.1333	55.8	2.325

II.5. Conclusion

La loi de GALTON (log normal) s'ajuste mieux avec les précipitations maximales journalières.

Finalement avec l'étude des précipitations maximales journalières nous pouvons déterminer les débits de crues qui nous permettent de dimensionner les ouvrages de protection de cette ville.

Chapitre III

Estimation des débits de crues des cours d'eaux

III.1. Introduction

Evènements récurrents partout dans le monde, les inondations constituent le risque naturel sur le globe majeur le plus répandu.

L'importance de l'étude des crues de différente période de retour nous oblige de bien faire les calculs pour le dimensionnement d'un ouvrage se trouvant à l'aval d'un bassin versant donné ou d'une partie de ce dernier, d'où les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent des données disponibles.

III.2. Définitions

III.2.1. L'inondation

L'inondation est une submersion temporaire, naturelle ou artificielle, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. L'inondation est un des principaux risques naturels dans le monde, elle comprend le débordement d'un cours d'eau, le ruissellement très important (de fortes pluies d'orages), le débordement ou les conséquences de la rupture d'ouvrages artificiels hydrauliques, la remontée émergente d'une nappe phréatique.

Le risque d'inondation est la conséquence de deux causes naturelles ou anthropiques :

- ✓ Naturelle : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement.
- ✓ Anthropique : l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements ou d'activités.

On distingue deux grands types de crues :

- **Les crues océaniques**

Sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges. La montée des eaux et la décrue sont lentes, progressives et donc facilement prévisibles. La durée des hautes eaux varie de plusieurs jours à quelques semaines selon la taille du bassin d'alimentation du cours d'eau et la durée des précipitations.

- **Les crues torrentielles**

Des crues résultent des précipitations de types orageux. Elles durent entre quelques heures et deux journées, et se produisent très vite après les pluies (moins de 24h). Ces crues plus fréquentes dans les zones de relief accidenté et dans les régions à climat méditerranéen ou tropical.

III.2.2. Lits d'un cours d'eau

En hydrologie, le lit est l'espace occupé par un cours d'eau de façon permanente ou temporairement. Il regroupe deux entités distinctes :

III.2.2.1. Lit mineur

Le lit mineur appelé aussi lit ordinaire (ou lit apparent), c'est un espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et des bancs de sables et galets ; ou l'eau s'écoule habituellement avant débordement. Il peut être occupé en permanence ou de manière saisonnière. Il est souvent limité par des berges.

III.2.2.2. Lit majeur

Le lit majeur appelé aussi plaine d'inondation (ou lit d'inondation), est la partie adjacente latérale au lit mineur, inondée seulement en cas de crue, le plus souvent sur les deux rives. La bordure extérieure du lit majeur correspond au niveau de la plus grande crue historique enregistrée.

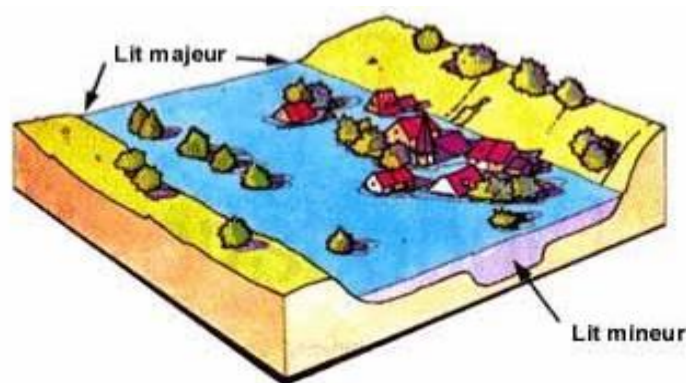


Figure III.1 : les lits d'un cours d'eau.

Le type de lit d'un cours d'eau peut donc se définir selon le type de crue qui l'affecte.

III.3. Situation d'aléa

L'aléa inondation est défini par une occurrence et une intensité. Il est souvent caractérisé par trois paramètres ; la hauteur de submersion, la vitesse d'écoulement et la durée de submersion.

III.3.1. La hauteur d'eau

Parmi ces trois paramètres, la hauteur d'eau peut être évaluée de la manière la plus fiable dans le cas d'une inondation de plaine et de remontée de nappe.

L'importance de ce paramètre dans le processus de dégradation des performances des matériaux et des ouvrages.

III.3.2. La vitesse du courant

Ce paramètre peut résulter de spécificités très localisées au voisinage immédiat du bâtiment. Un fort courant peut être un facteur aggravant même pour un faible niveau et de durée faible. Il peut induire la destruction de certains ouvrages du fait de l'action dynamique de l'écoulement et/ou des chocs éventuels avec des objets lourds entraînés par le courant.

La prédiction du comportement dépend de nombreux facteurs parmi lesquels les qualités mécaniques de l'ouvrage et la présence ou non d'ouvertures.

La précision de cette évaluation peut cependant être médiocre pour un bâtiment particulier.

III.3.3. La durée d'immersion

Peut également avoir été enregistrée mais ce n'est pas la règle. Il a été rappelé qu'en l'absence de débit d'eau important, un mur maçonné de facture courante est fragilité dès qu'il est soumis à une différence de hauteur de l'ordre d'un mètre entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment. Cet élément est à retenir pour dimensionner les dispositifs destinés à empêcher l'eau de pénétrer danses bâtiments.

➤ Effets des inondations sur la santé humaine

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation ;
- Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durer des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé.

Tableau III.1 : effets sanitaires des inondations.

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrains, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres.	Noyade, blessures.

Contact avec l'eau.	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt cardiaque.
Contact avec les eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infection ORL, maladies graves d'origine hydrique.
Augmentation du stress physique et émotionnel.	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires.
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette.	Eventuelles infections d'origine hydrique, dermatites, conjonctivite.
Perturbation dans les systèmes de transport.	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours d'urgence.
Dommages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites abritant des déchets toxiques, produits chimiques et des réservoirs contenant du pétrole.	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique.
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie.	Maladies transmises par des vecteurs.
Migration des rongeurs.	Eventuelles maladies transmises par les rongeurs.
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis).	Eventuels troubles psychosociaux.
Activités de nettoyage après l'inondation.	Electrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base.	Pénurie alimentaire.

III.4. Différentes méthodes d'évaluation de crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calculs de crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul de crues que chacune d'elle a ses avantages et ses inconvénients.

III.4.1. Méthodes historiques

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé).

III.4.2. Courbes enveloppes

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonction de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (FRANCU-RODIER, CHAUMONT...).

III.4.3. Méthodes probabilistes

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (GUMBEL, GALTON, PEARSON, LOG PEARSON...).

Méthode du GRADEX basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de GUMBEL, les droites de répartition des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

III.4.4. Méthodes déterministe

Modélisent fondamentalement le processus pluie-écoulement et elles ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

III.4.5. Méthodes de l'hydrogramme unitaire

Basée sur un travail de dépouillement averses-crues (version de SHERMAN).

III.4.6. Méthodes empiriques

Elles sont basées sur des relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour.

III.5. Etude de crue

Dans notre travail, on a opté de travailler avec deux approches différentes et de choisir celle qui conviendra le mieux à notre contexte. Les méthodes utilisées sont les suivantes :

- La méthode SCS-CN (Soil Conservation Service-Curve Number) et l'hydrogramme triangulaire ;
- La méthode empirique de Sokolovski.

III.5.1. SCS-CN et hydrogramme triangulaire

III.5.1.1. Présentation de la méthode

La méthode du Soil Conservation Service a été mise au point aux Etats Unis sur la base de résultats de mesures pluvio-hydrométriques pratiquées sur plusieurs centaines de bassins versants. Elle a été appliquée par plusieurs bureaux d'études au contexte méditerranéen. Avant tout, on ne suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de même période de retour. Les seules données nécessaires à la transformation sont les caractéristiques P(t) de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant (temps de concentration, surface, pente du cours d'eau...).

La précipitation totale est séparée en trois composantes : ruissellement direct (Q) ; eau retenue (F) et l'infiltration initiale (I_a).

$$P = Q + F + I_a \quad (\text{III.1})$$

En posant (S) comme le potentiel maximum de rétention, elle démarre du concept qui stipule que la proportion d'eau pouvant être ruisselée par unité de celle pouvant être stockée est égale à la proportion d'eau ruisselée par l'unité de celle qui est stockée.

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P-I_a} \quad (\text{III.2})$$

Donc on aura les deux équations précédentes :

$$\frac{(P-I_a)-Q}{S} = \frac{Q}{P-I_a} \quad (\text{III.3})$$

Ce qui équivaut à :

$$Q = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a)+S} \quad (\text{III.4})$$

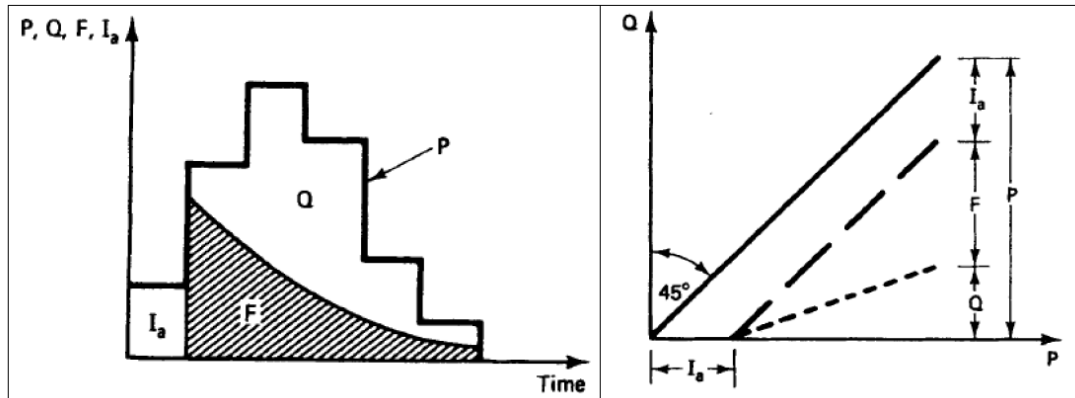


Figure III.2 : Séparation de la pluie et la relation (pluie-débit).

Après plusieurs études, une relation empirique qui lie la rétention potentielle et l'infiltration initiale a été établie.

$$I_a = 0.2 S \quad (\text{III.5})$$

Donc :

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \quad (\text{III.6})$$

Selon une étude sur plus de 4000 types de sols, le SCS a estimé en fonction du curve number (CN) représentatif de la géologie, du couvert végétal, et de l'humectation initiale. Trois paramètres permettant de le déterminer à partir des tables de CN.

$$S = \frac{1000}{\text{CN} - 10} \quad (\text{III.7})$$

Une fois le ruissellement Q est déterminé, il s'agit de construire l'hydrogramme. Cette méthode suppose que l'hydrogramme est de forme triangulaire, où les temps caractéristiques de l'hydrogramme sont donnés comme suit :

- T_m : Temps de montée ; $T_m = \frac{T_r}{2} + T_1$;
- T_1 : Le temps de parcours ; $T_1 = 0.6 T_c$;
- T_r : Durée de l'averse ;
- T_c : Temps de concentration ;
- B : Temps de décrue ; $B = 1.67 T_m$;
- T : Temps de base ; $T = T_m + B$.

$$T = 2.67 \left(\frac{T_r}{2} + 0.6 T_c \right) \quad (\text{III.8})$$

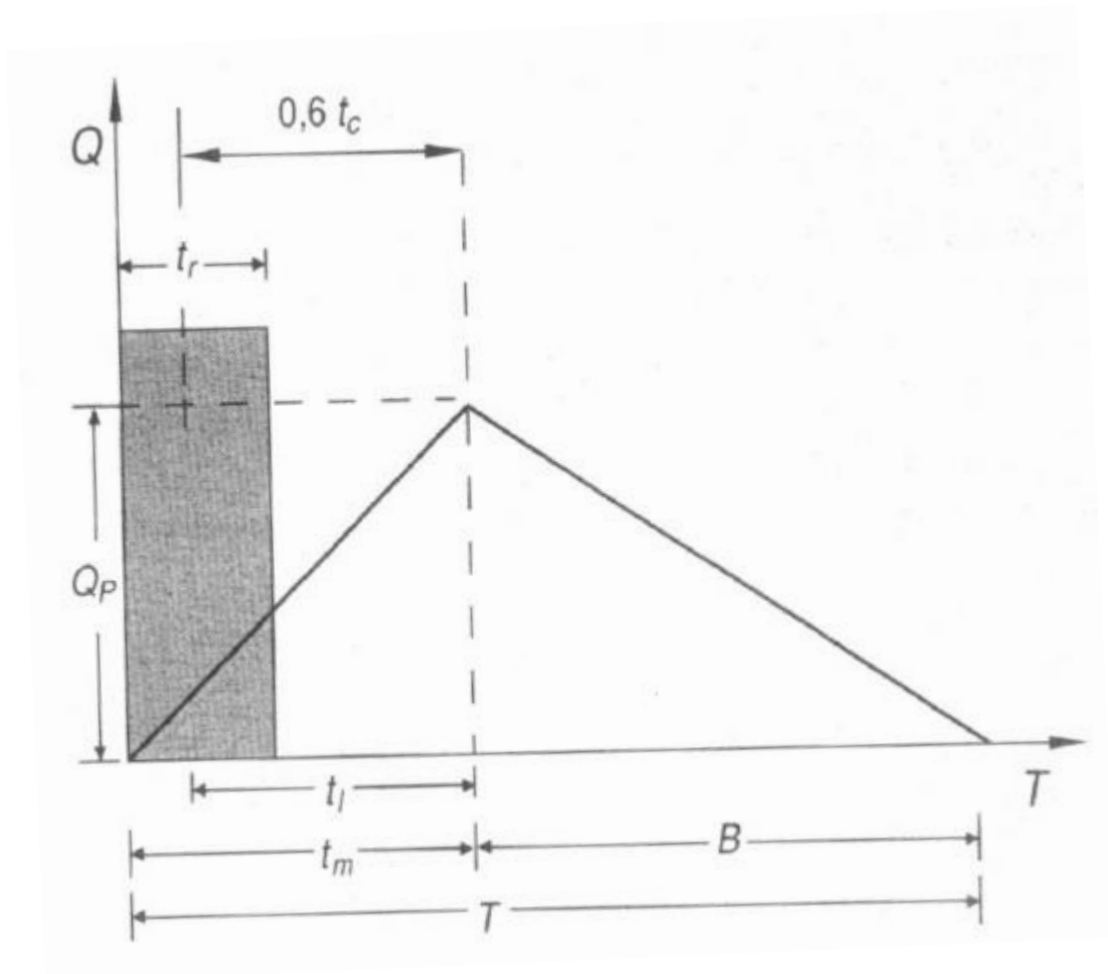


Figure III.3 : hydrogramme triangulaire du SCS.

Donc le débit de pointe est égal à :

$$Q_p = \frac{2 \times Q \times A}{T} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

Q_p : Le débit de pointe en m^3/s ;

Q : Ruissellement direct en mm ;

A : La surface du bassin versant en Km^2 ;

T : Le temps de base en heure.

III.5.1.2. Application de la formule

Pour appliquer cette méthode, il s'agit de calculer le CN (Curve Number) du bassin de Beni Slimane, on a le calculé à l'aide du logiciel WMS 11.0.

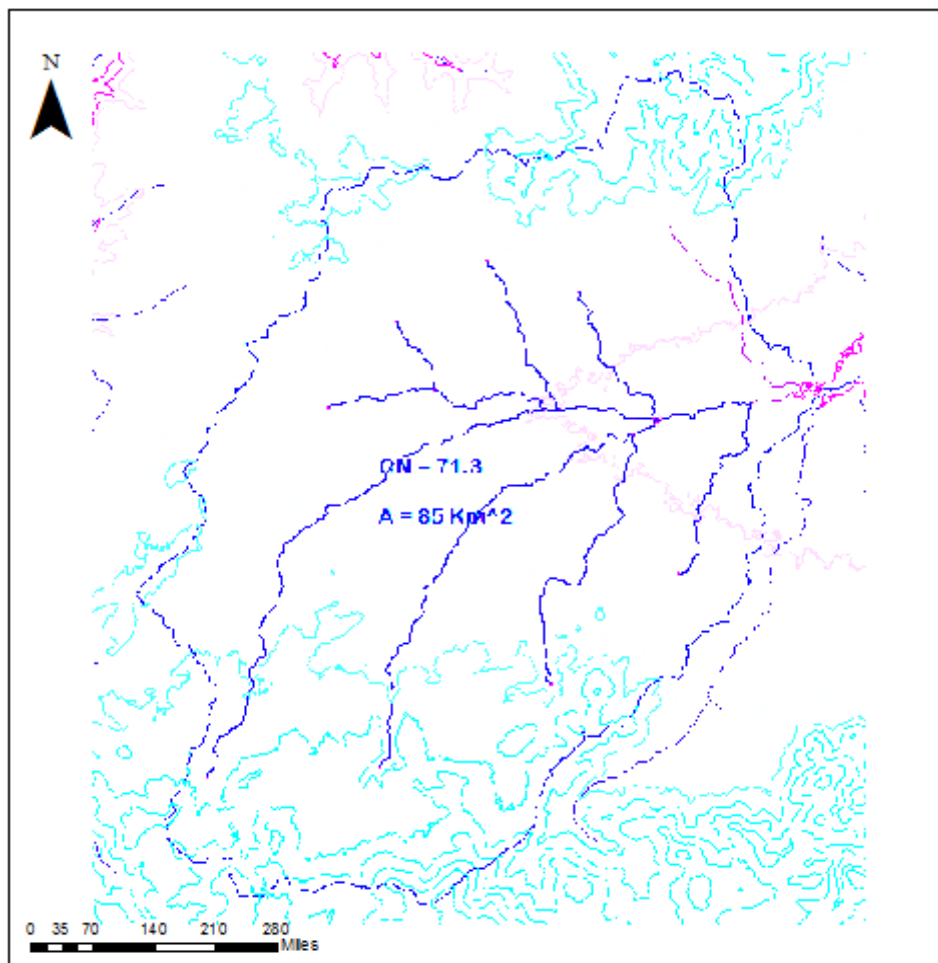


Figure III.4 : Calcul du CN avec WMS 11.0.

On a calculé les évènements pluvieux de différentes fréquences avec une durée de l'averse égale à 6 heures.

Tableau III.2 : débits de pointe des différentes fréquences (SCS-CN).

Période de retour T (ans)	10	20	50	100
CN	71.3			
S (mm)	16.31			
Q (mm)	19.25	23.67	29.60	34.16
Débit de pointe (m ³ /s)	55.90	68.74	85.96	99.20

✚ On présente l'hydrogramme de crue du bassin :

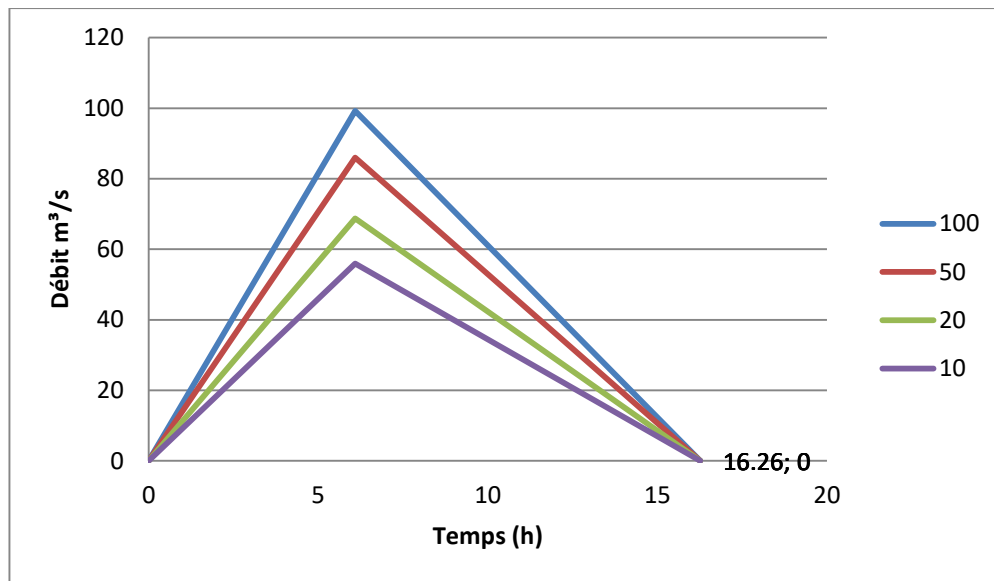


Figure III.5 : hydrogramme de crue par la méthode de SCS-CN.

III.5.2. Formule de SOKOLOVSKI

III.5.2.1. Présentation de la formule

Il considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe : l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Ces courbes sont modélisées par les équations suivantes :

- Pour la montée de crue :

$$Q_{max} = Q_{maxP} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \quad (III.10)$$

- Pour la décrue :

$$Q_{max} = Q_{maxP} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \quad (III.11)$$

Avec :

t_m : Temps de montée de la crue.

t_d : Temps de la décrue.

m, n : puissance des équations ; ($m = 3$) et ($n = 2$).

$$t_m = t_c \text{ Et } t_d = \delta \cdot t_c$$

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant, on le prend égale à 2.

$$t_d = 2 \cdot t_c$$

$t_b = t_m + t_d$, avec t_b : temps de base.

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,T_c} - H_0) * \alpha_{P\%} * S * f}{t_m = t_c} \quad (III.12)$$

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

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \quad (III.13)$$

S : surface du bassin versant en Km².

f : coefficient de forme de la crue.

$t_m = t_c$: Temps de concentration du bassin versant en h.

$P_{P\%,T_c}$: Précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à un temps t_c .

H_0 : Pertes initiales en mm, au nord de l'Algérie $H_0 = 7$ mm.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \dots\dots\dots (III.14)$$

- Pour S > 50 Km² on a $\gamma = 2$.
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = (2 \div 2.5)$.
- Pour bassin boisé, sol perméable on a : $\gamma = (3 \div 4)$.

III.5.2.2. Application de la méthode

- Au nord de l'Algérie $H_0 = 7$ mm.

Puisque le bassin versant a une surface supérieure à 50 Km² on prend $\gamma = 3$, alors :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} = 0.92$$

- Le temps de concentration est calculé par la formule de Kirpich.
- Les pluies de périodes de retour 100, 50, 20 et 10 ans.

Tableau III.3 : débits de crues fréquentielles (SOKOLOVSKI).

Période de retour T (ans)	10	20	50	100
$P_{P\%,T_c}$ (mm)	33.06	38.04	44.56	49.48
$\alpha_{P\%}$	0.36	0.40	0.43	0.45
$P_{P\%,T_c} - H_0$ (mm)	26.06	31.04	37.56	42.48
Débit de crue (m ³ /s)	40.71	52.79	68.66	81.27

✚ On présente l'hydrogramme de crue du bassin de Beni Slimane :

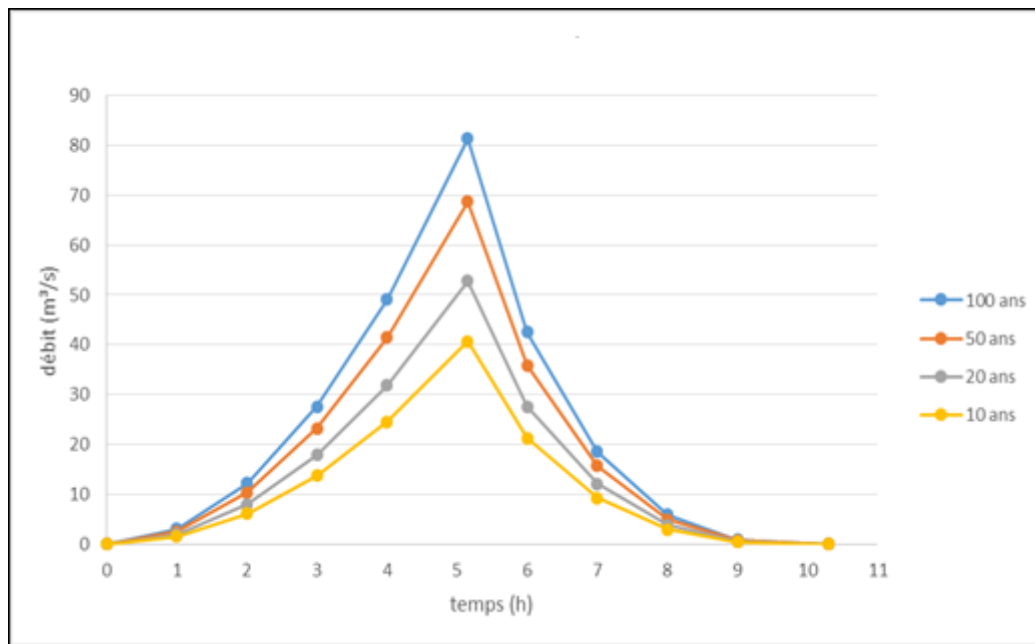


Figure III.6 : hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski.

III.5.3. Résultats et discussion des différentes méthodes

III.5.3.1. Comparaison des valeurs de débits et discussion des résultats

Les débits de crues des bassins versants par les différentes approches sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : les débits de différentes méthodes.

Période de retour (ans)	Débit (m³/s)	
	SCS-CN	Sokolovski
10	55.90	40.71
20	68.74	52.79
50	85.96	68.66
100	99.20	81.27

Si l'on examine les valeurs de débits des deux méthodes une à une pour chaque période de retour (T = 10, 20, 50 et 100ans), on remarquera que les deux approches ne présentent pas une grande différence, cependant pour s'assurer si elles donnent les mêmes résultats, il faudra comparer les hydrogrammes de crue.

III.5.3.2. Comparaison des hydrogrammes de crue

On prendra les deux hydrogrammes de crue du période de retour $T = 100$ ans.

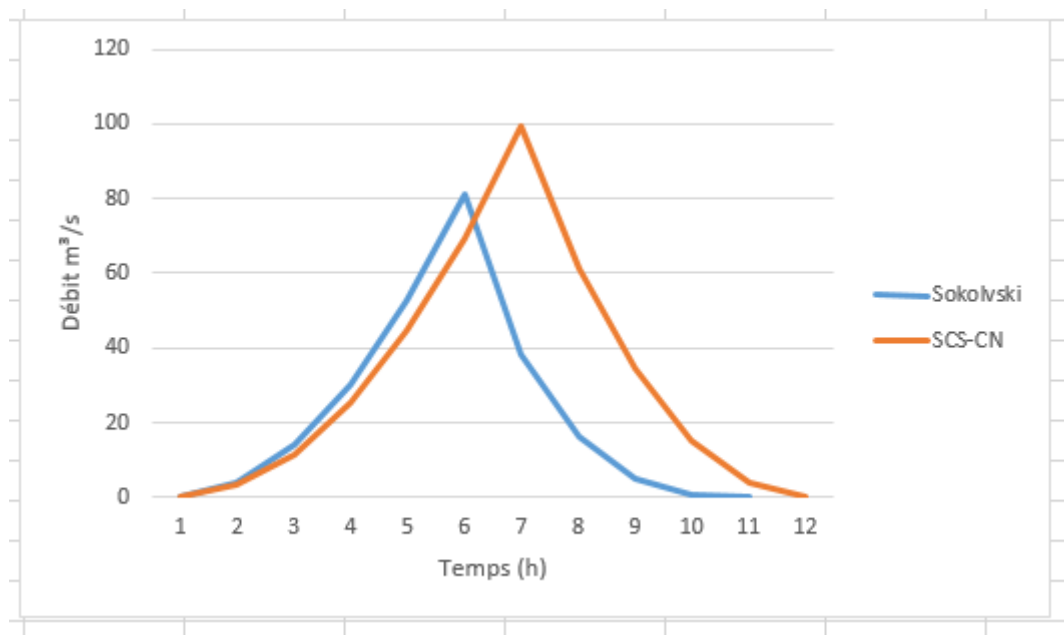


Figure III.7 : hydrogramme de crue de $T = 100$ ans.

On remarque que les temps de base divergent d'une méthode à l'autre, ainsi les crues ne surviennent pas au même temps. Ce qui explique une différence totale entre les simulations des événements par les deux méthodes. Donc, on prendra la méthode SCS qui s'établit sur des données hydrologiques réelles et prend en considération la variation de l'humidité, du type du sol ainsi que l'interception par le couvert végétal.

III.6. Transport solide

- **Formule de Tixeront**

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants algériens et 9 bassins tunisiens. Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité :

$$T_a = \alpha * L_r^{0.15} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en $T/\text{Km}^2.\text{an}$.

α : Coefficient caractérisant la perméabilité ($\alpha = 350$).

L_r : Lane ruisselée en mm. Calculé par la formule suivante :

$$L_r = 0.6P(1 - 10^{-0.63P^2}) \quad (\text{III.16})$$

P : pluviométrie moyenne en (m).

A.N : $L_r = 22.092$ mm.

$$T_a = 556.80 T/\text{Km}^2.\text{an}$$

III.7. Conclusion

Quand on ne dispose pas de données de mesures fiables, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats représentatifs, sur lesquels on va se baser pour concevoir des aménagements pluviaux. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s'adapte pas à notre contexte. Néanmoins, nous avons tranché sur la méthode SCS étant donné que c'est une démarche complète dans laquelle on n'a pas été obligé de faire beaucoup d'estimations sur des paramètres, et en plus elle se base sur des données réelles de terrain faciles à acquérir.

Chapitre IV
Etude des écoulements dans les cours
d'eau non aménagés

IV.1. Introduction

Avant chaque étude d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape la plus importante ce qui veut dire l'étude des écoulements dans les canaux artificiels et naturels à surface libre ou en charge.

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux. Ensuite on décrit l'état général du tronçon d'Oued Benloulou qui traverse la ville de Beni Slimane afin de modéliser un écoulement réel à surface libre du cours d'eau.

Notre objectif est d'étudier le comportement des lames d'eaux correspondantes au débit de pointe pour être utilisées dans l'élaboration des cartes de profondeurs et par la suite, la détermination des zones inondables, et enfin, mettre en place un programme d'aménagement du cours d'eau répondant aux exigences bien définies.

IV.2. Généralités

Les équations dites "de Barré de Saint-Venant", publiées en 1871 (SAINT-VENANT A.J.C., 1871), occupent encore aujourd'hui une place primordiale dans les études en hydraulique fluviale ou maritime. Ces équations décrivent les écoulements à surface libre en eaux peu profondes, d'où leur appellation anglaise "Shallow Water Equations". Elles sont obtenues à partir d'une intégration verticale des équations de Reynolds en utilisant un certain nombre d'hypothèses. On peut citer, parmi elles, les travaux de Hervouet [(Hervouet J.M., 2003), (Hervouet J.M., 2001)], Thual (Thual O., 2003b), Tan (Tan W.Y., 1992), Ryhming (Ryhming I.L., 1985).

L'étude des écoulements naturels entre dans le cadre de l'hydraulique à surface libre. Ce qui différencie cette dernière de l'hydraulique en charge est la présence d'une surface libre, c'est à dire une surface qui est en contact direct avec l'atmosphère. Ainsi le moteur de l'écoulement n'est pas le gradient de pression comme c'est le cas pour les écoulements en charge, mais tout simplement la gravité. On parle dans ce cas des écoulements gravitaires. Une caractéristique commune à ces écoulements est le fait que la profondeur d'eau est petite par rapport à la longueur d'écoulement (Longueur de la rivière ou de la conduite par exemple). La gamme des écoulements à surface libre et leurs applications comprend les rivières, les cours d'eau et les fleuves. Toutefois, elle englobe aussi les écoulements dans les conduites non pleines, comme c'est le cas dans les systèmes d'irrigation ou d'assainissement. La modélisation de ce type d'écoulement nécessite un découpage du domaine global de calcul en deux sous domaines non miscible séparés par une interface bien définie qui présente la surface libre. Le premier est constitué d'un volume d'eau et le deuxième, situé dans la partie supérieure du domaine d'étude, est rempli d'air.

IV.2.1. Ecoulement à surface libre

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

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

- Ecoulement permanent $\left\{ \begin{array}{l} \text{uniforme} \\ \text{non uniforme} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{graduel} \\ \text{rapide} \end{array} \right.$

- Ecoulement non permanent $\left\{ \begin{array}{l} \text{uniforme} \\ \text{non uniforme} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{graduel} \\ \text{rapide} \end{array} \right.$

IV.2.2. Type d'écoulement

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

IV.2.2.1. Variabilité dans le temps

i. Ecoulement permanent

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

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

Il se divise en :

- Uniforme ;
- Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement varié.

ii. Ecoulement non permanent

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

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

Il se divise en :

- Uniforme ;
- Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement varié.

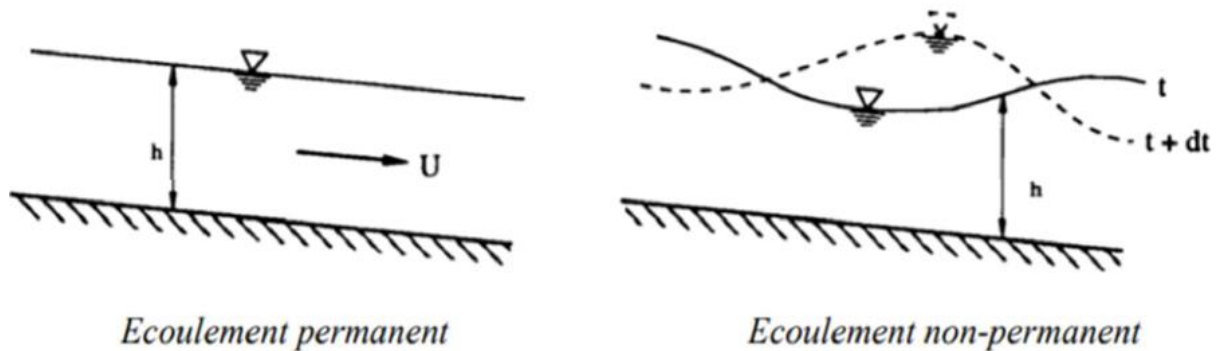


Figure IV.1 : Ecoulement suivant le temps.

IV.2.2.2. Variabilité dans l'espace

i. Ecoulement uniforme

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

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

ii. Ecoulement non uniforme

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

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

➤ Ecoulement non uniforme graduellement varié

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

On a : $\frac{\Delta h}{x} \ll 1$.

➤ **Écoulement non uniforme rapidement varié**

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

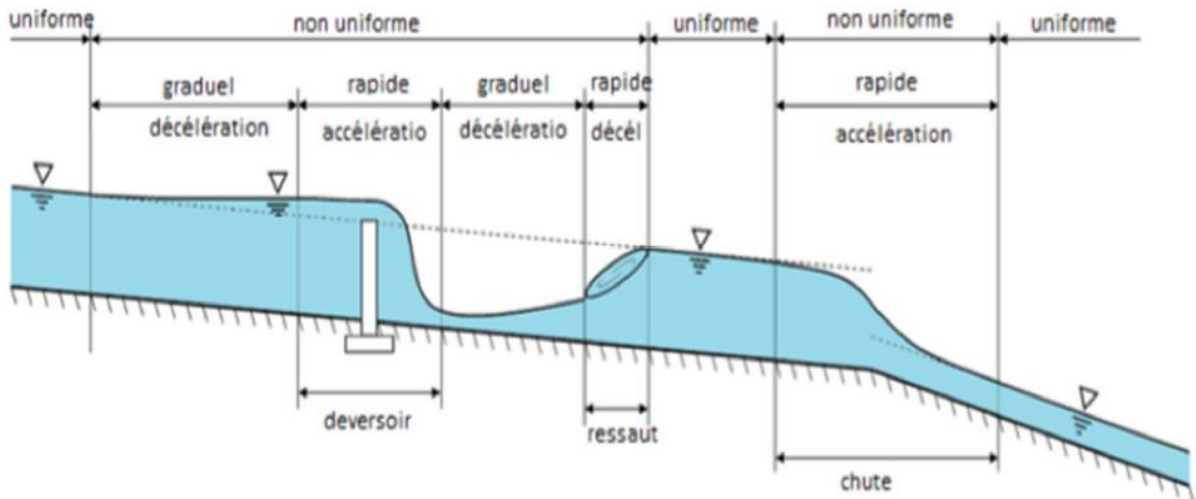


Figure IV.2 : Schéma illustrant les différents types d'écoulement.

IV.2.3. Régime d'écoulement

Un écoulement peut être soumis aux différents types d'écoulement qui sont classées par le nombre de Froude en tenant compte des forces d'inertie, forces de gravité.

Le nombre de Froude est défini comme le rapport entre les forces de gravité et les forces d'inertie ou :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g D_h}} \quad (\text{IV.5})$$

Où :

v : Vitesse moyenne de l'écoulement ;

g : Accélération gravitationnelle ;

D_h : Profondeur hydraulique.

Lorsque :

- $Fr = 1$: le régime est critique (critical) ;
- $Fr < 1$: le régime est fluvial (subcritical) ;
- $Fr > 1$: le régime est torrentiel (supercritical).

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme, lorsque :

- $Y_n < Y_c$: écoulement uniforme torrentiel.
- $Y_n > Y_c$: écoulement uniforme fluvial.

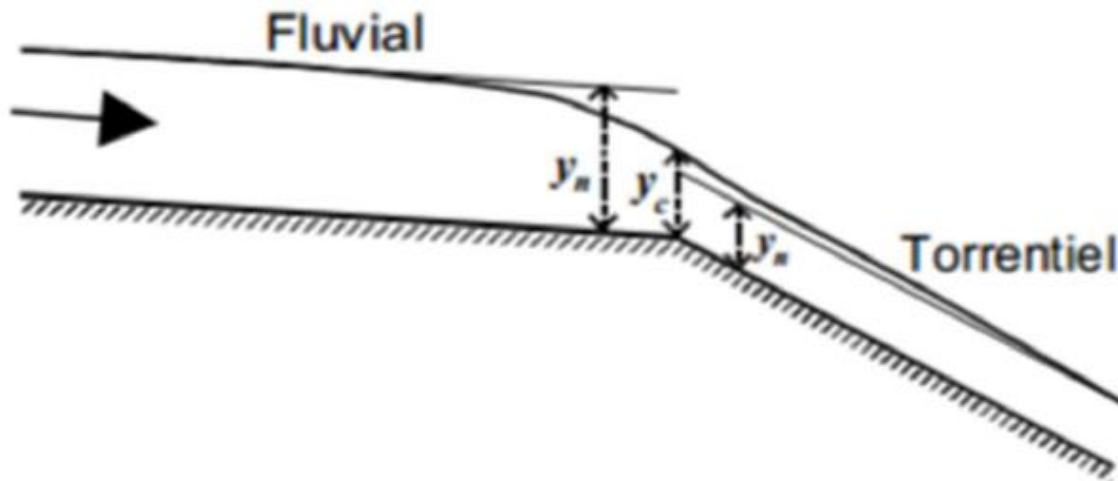


Figure IV.3 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel.

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former trois autres régimes, le nombre de Reynolds.

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$R_e = \frac{v \times h}{\nu} \quad (\text{IV.6})$$

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

- $Re < 500$: écoulement laminaire.
- $Re > 2000$: écoulement turbulent.
- $500 < Re < 2000$: écoulement de transition.

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

- $Fr < 1, Re < 500$: écoulement fluvial-laminaire.
- $Fr < 1, Re > 2000$: écoulement fluvial-turbulent.
- $Fr > 1, Re < 500$: écoulement torrentiel-laminaire.
- $Fr > 1, Re > 2000$: écoulement torrentiel-turbulent.

IV.2.4. Canaux à ciel ouvert

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

IV.2.4.1. Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

➤ Les canaux naturels

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

Leurs propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières (Figure IV.4).

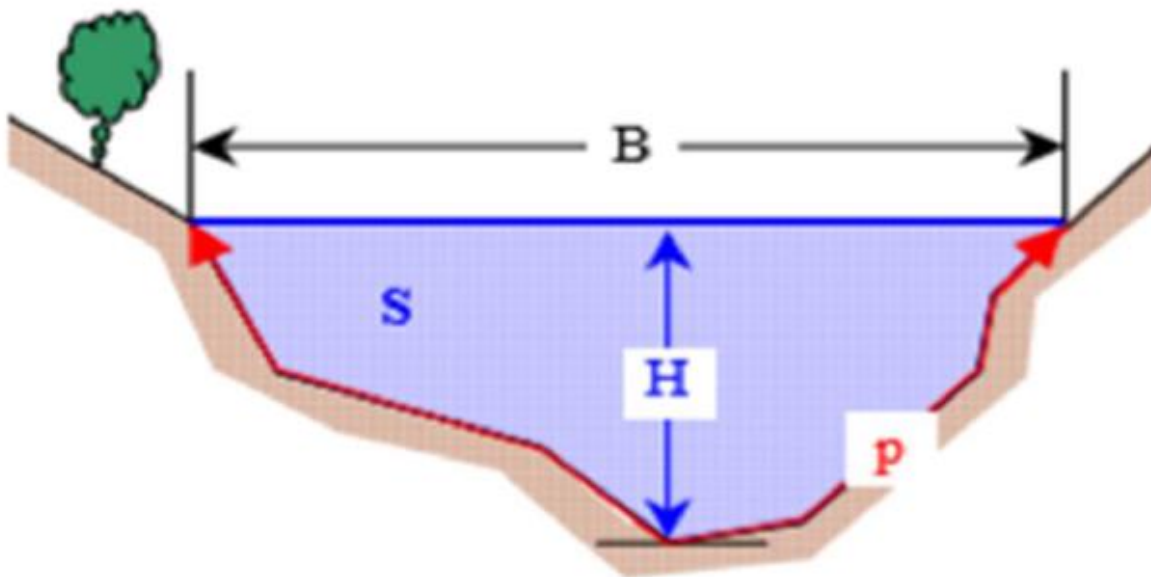


Figure IV.4 : Canal naturel.

- **S_m : Section d'écoulement (ou section mouillée)** ; Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- **P_m : Périmètre mouillé** ; Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.
- **B : Largeur au miroir** ; Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
- **H : Tirant d'eau** ; Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

➤ **Les canaux artificiels**

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

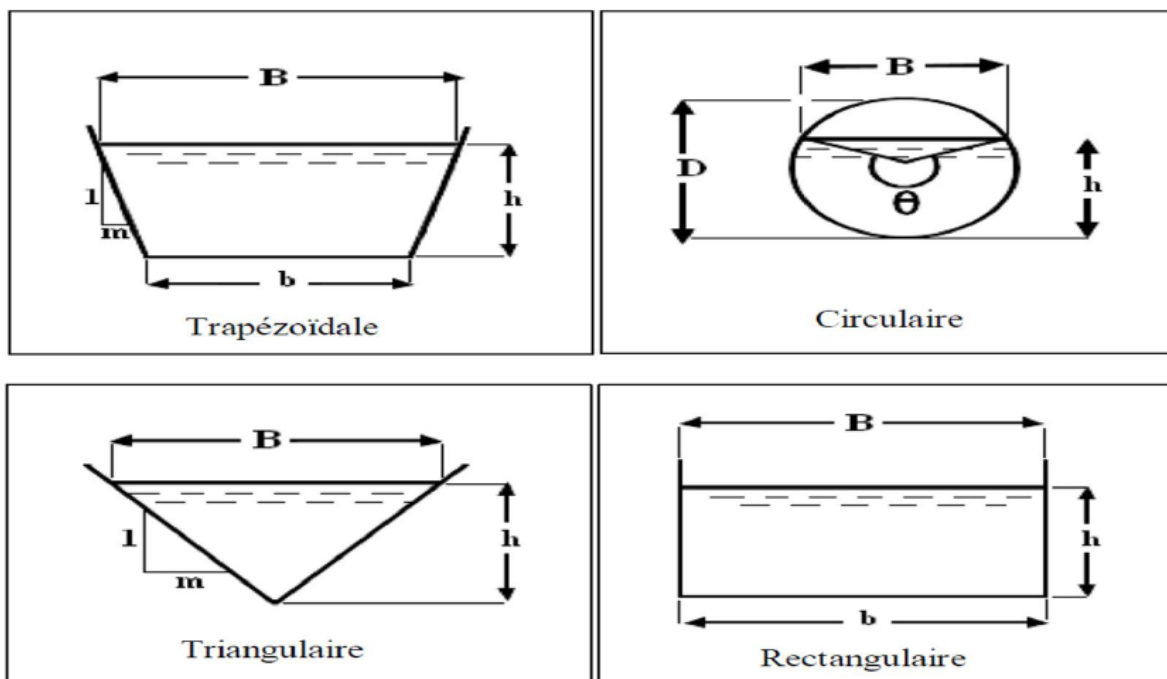


Figure IV.5 : Canaux artificiels.

IV.2.4.2. Propriétés des canaux

➤ **Propriétés géométriques**

Un canal est composé des éléments géométriques définis ci-dessous (Figure IV.6).

- La section transversale A ;
- La section mouillée S_m ;
- Le périmètre mouillé P_m ;
- Le rayon hydraulique R_h est le rapport de la section mouillée et du périmètre mouillé ;

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{IV.7})$$

- La largeur en surface du canal b est la distance séparant les berges opposées ;
- La profondeur hydraulique D_h du canal est défini par :

$$D_h = \frac{S_m}{b} \quad (\text{IV.8})$$

- La pente de la surface libre S_w ;
- La profondeur H (tirant d'eau) ;
- La pente du fond S_0 .

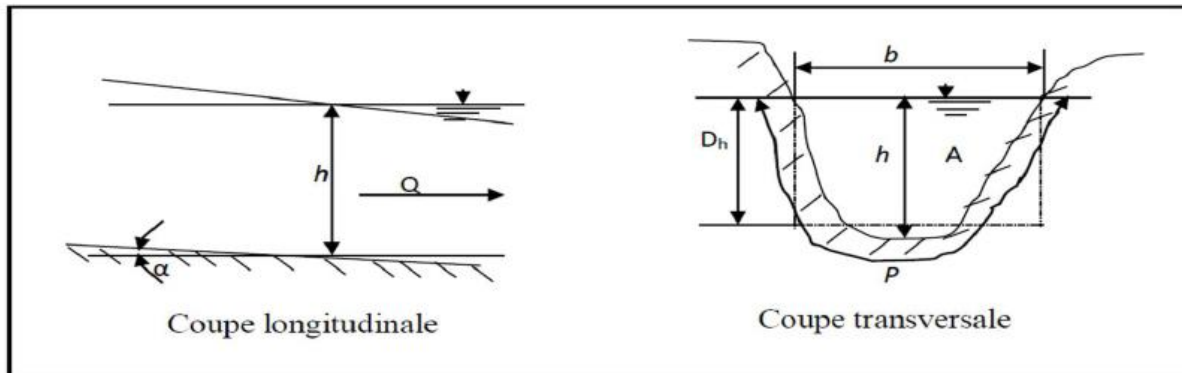


Figure IV.6 : Eléments géométriques de la section.

➤ **Propriétés hydraulique**

i. Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est notée $\gamma_w = \rho_w g$ et vaut 9.81 Kn/m^3 pour l'eau sans matière en suspension, ρ_w désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matière en suspension et g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s^2 .

ii. Débit

Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps.

iii. Vitesse de l'écoulement

La vitesse (V) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

iv. Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition $V = \frac{Q}{S}$, c'est-à-dire $V = \frac{\iint v \, dS}{S}$, dS désignant un élément de surface $S = \iint dS$.

v. Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement

L'appellation charge hydraulique désigne une énergie par unité de poids de liquide. La charge en un point p d'une ligne de courant est la valeur :

$$H_p = Z_p + \frac{P}{\gamma_\omega} + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{IV.9})$$

Où Z_p est la cote du point, P la pression en ce point et v la vitesse au point p .

vi. Poussée sur une paroi du canal

L'eau exerce une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de section S , la poussée est : $dP = P dS$ avec $p = \gamma_\omega h$.

vii. Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce sur les parois du chenal une force de frottement notée : $dF = \tau_0 dS$.

τ_0 est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi.

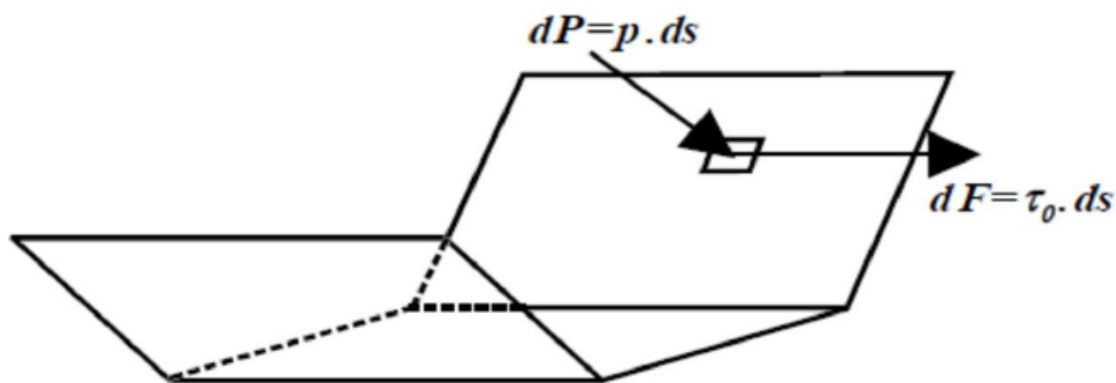


Figure IV. 7 : Forces appliquées par l'eau sur les parois.

IV.2.5. Dimensionnement des canaux

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

IV.2.5.1. Conditions de l'écoulement uniforme

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

IV.2.5.2. Formules de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.10})$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = V \cdot S \quad (\text{IV.11})$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ;

R : le rayon hydraulique

I : la pente de fond du canal (radier).

➤ **Détermination du coefficient de Chézy**

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

i. Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 * \log R_h \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ;

R_h : le rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité.

ii. Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ;

R_h : le rayon hydraulique ;

n : coefficient de rugosité avec $\frac{1}{n} = K_s$ (coefficient de Strickler)

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

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{IV.15})$$

Où :

K_s : le coefficient de Strickler ;

I : la pente du radier.

iii. Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{1}{y}} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ;

Rh : le rayon hydraulique ;

n : rugosité ;


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

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.8) \quad (\text{IV.17})$$

iv. Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{IV.18})$$

m_B : coefficient de Bazin ; il est entre 0.06 et 1.75 $m^{0.5}$.

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

IV.3. Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagés**IV.3.1. Etat de l'oued à la zone d'étude**

Afin de protéger la ville de Beni Slimane contre les inondations on a projeté des ouvrages dans trois zones :

- Beni Slimane Sud : l'Oued Boukraa + Nessissa.
- Beni Slimane Centre : l'Oued Benloulou + Pole urbain.
- Beni Slimane Nord.

Pour cette présente étude on s'intéressera à Oued Benloulou de Beni Slimane Centre qui s'étend sur une longueur de 1 Km telle que les coordonnées axiales de l'exutoire de ce dernier est :

$$X = 528.257 \quad (\text{Km})$$

$$Y = 4009.628$$

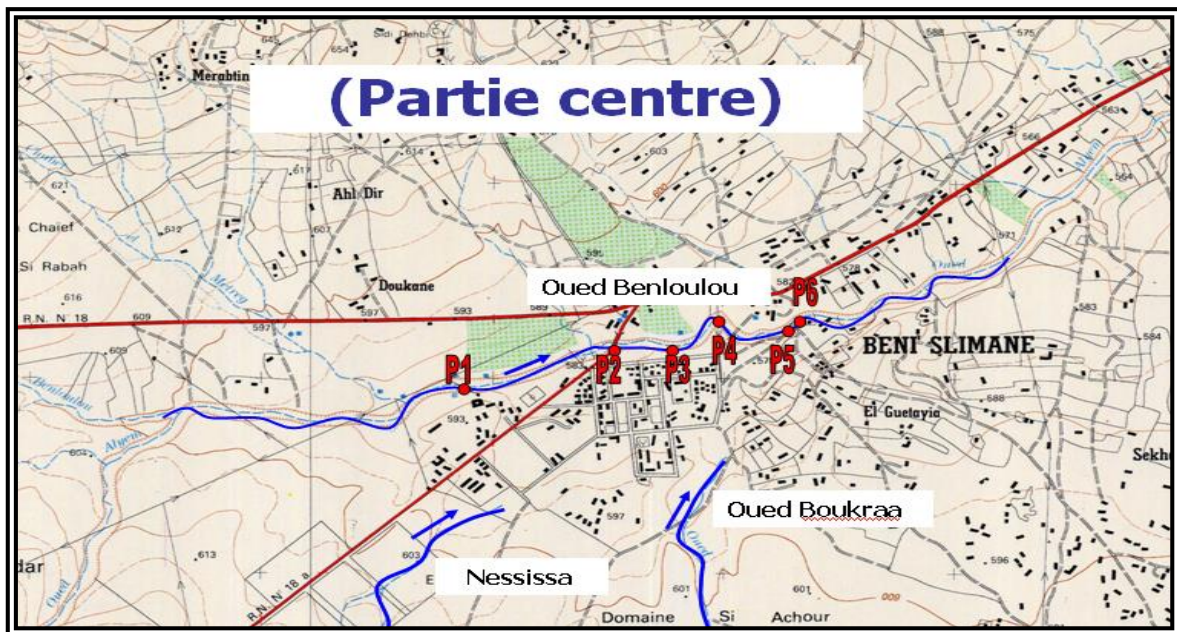


Figure IV.8 : Beni Slimane centre.

IV.3.2. Modélisation de l'écoulement

IV.3.2.1. Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 5.0.4) réside dans :

- L'utilisation d'une modélisation de l'écoulement permanent et non permanent à surface libre en débordement du canal vers la plaine d'inondation active ;
- L'avantage d'avoir accès et le téléchargement gratuitement ;
- La possibilité d'intégration d'aménagements hydrauliques (digues, ponts, vannages...);
- L'exploitation des résultats cartographiques (identification des zones à risques).

IV.3.2.2. Présentation du logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*) est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le *Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE* (2010a et 2010b). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations.

IV.3.2.3. Etape de simulation par HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons de l'oued considéré.

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

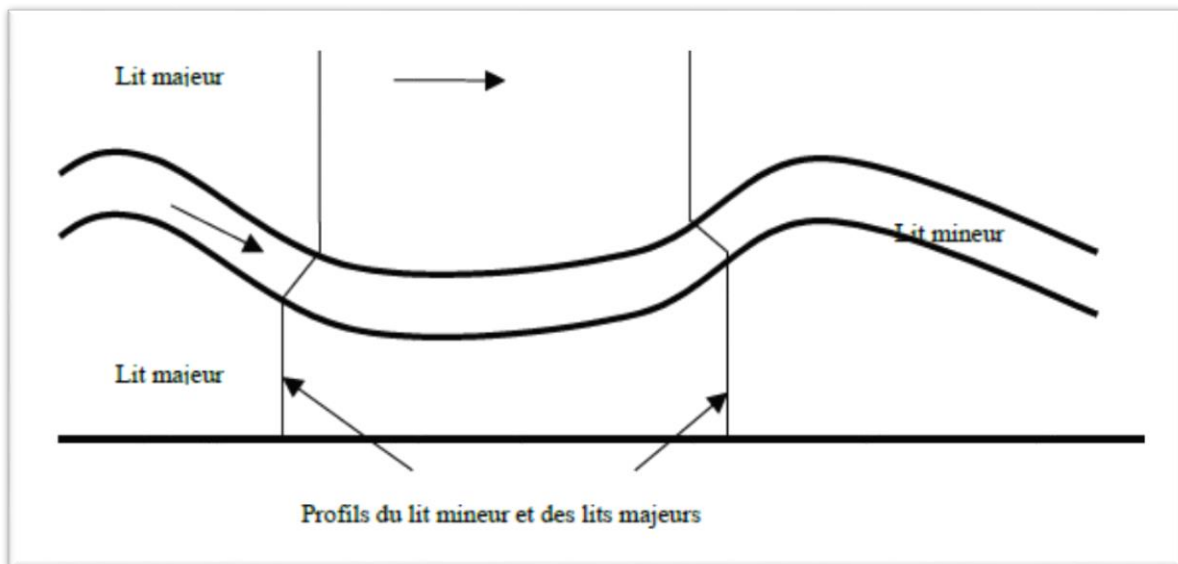


Figure IV.9 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS.

✚ Modélisation de l'écoulement

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

- Coefficient de Manning.
- Un débit d'entrée.

➤ Données géométrique

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

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l'amont à l'aval espacés de 30 mètres et respectons le sens d'écoulement. Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

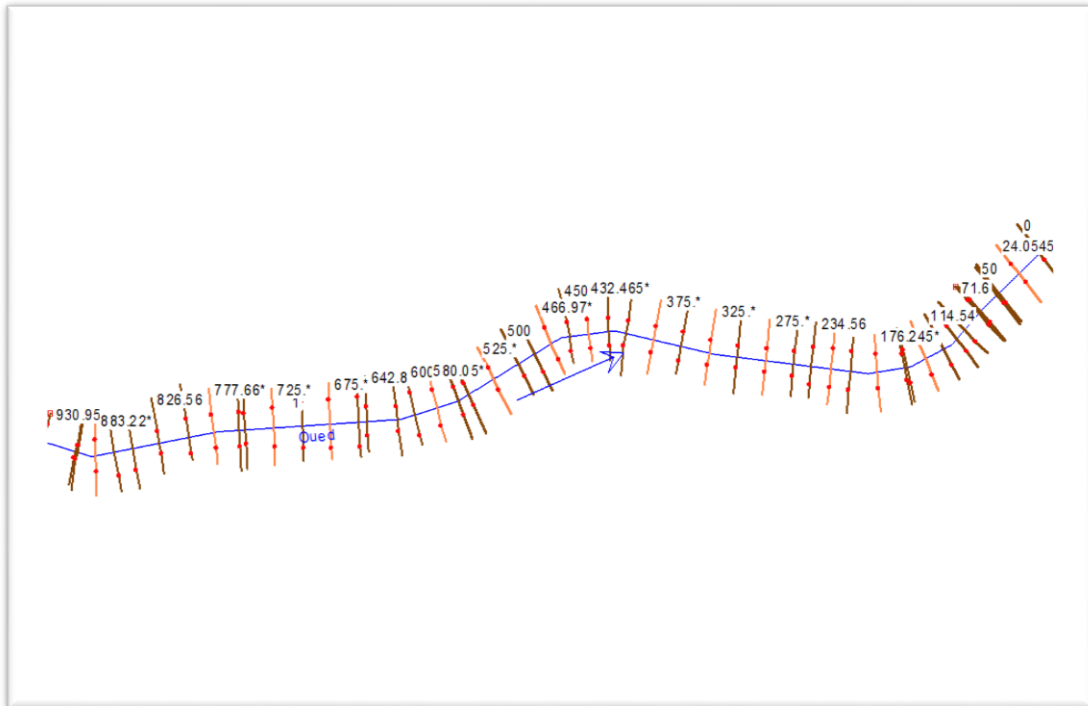


Figure IV.10 : Schéma représentatif de la partie simulée.

- **Estimation du coefficient de Manning**

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de n est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément. (G.J. Acrement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients).

$$\mathbf{n} = \left(\sum_{i=0}^4 \mathbf{n}_i \right) * \mathbf{f} \quad (\text{IV.18})$$

n_0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes.

n_1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

n_2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée.

n_3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre,...

n_4 : Traduit l'influence de la végétation.

f : Ce facteur correctif qui traduit l'importance des méandres estimé par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.

Facteur	Caractéristiques	Valeur
n ₀	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n ₁	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n ₃	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
f	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning.

Tableau IV.2 : Estimation du coefficient de Manning.

Affluent	Coefficient de Manning		
	Rive droite	Lit mineur	Rive gauche
Oued Benloulou	0.03	0.03	0.03

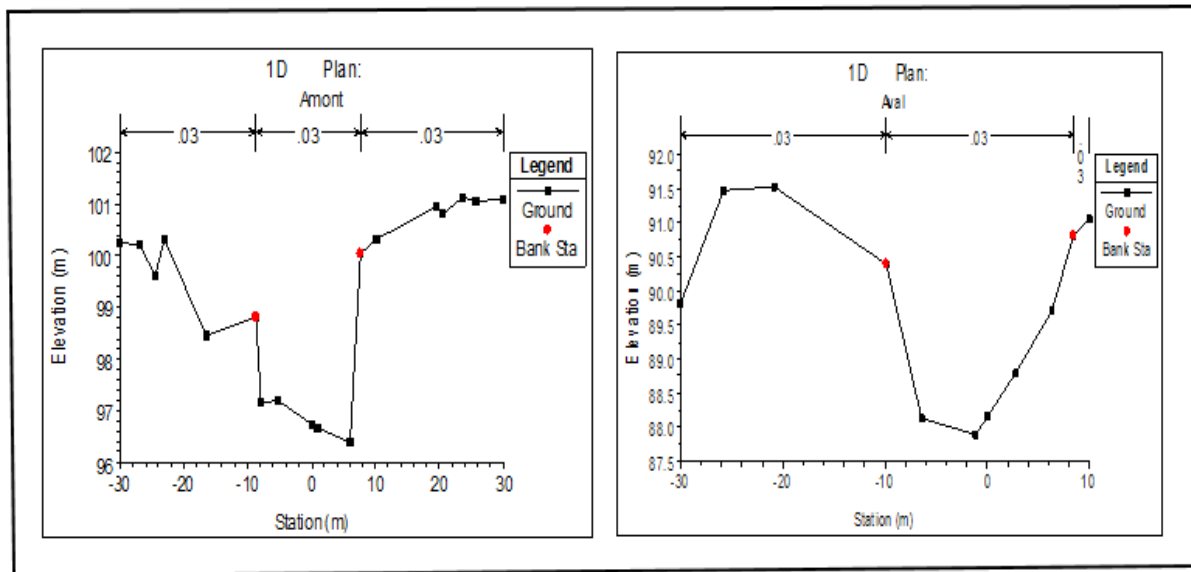


Figure IV.11 : Exemple des sections en travers (amont et aval) dans HEC-RAS.

➤ Données de débit

Après la géométrie il nous faut introduire les données de débit, dans chaque tronçon du cours d'eau, on fait une étude stationnaire, en faisant passer le débit de pointe d'une crue dans toutes les sections. Pour ce faire, le débit de crue disponible a été présenté dans le chapitre III.

Tableau IV.3 : donnée de débit d'oued Benloulou.

Affluent	Oued Benloulou
Débit d'entrée (m ³ /s)	99.20

- ✚ Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :
 - **La hauteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
 - **La hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
 - **La hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
 - **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit - hauteur.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

- **Test du modèle**

Après avoir élaboré les deux fichiers de géométrie et d'écoulement (données de débit), nous avons procédé à des tests visant l'évaluation de la stabilité du modèle.

Le programme demande d'abord de déterminer un plan, avant d'aborder les calculs. S'il existe des erreurs ou des dysfonctionnements affectant soit les entités géométriques (par exemple: intersection entre deux profils en travers), soit les données de l'écoulement (manque d'une condition limite par exemple).

HEC-RAS indique dans la plupart des cas l'emplacement exact (le code du profil en travers) du problème qu'il faut corriger.

- **Mise en marche de la simulation**

Dès que le modèle s'apprêtait à l'utilisation, nous avons commencé la phase d'exploitation. Nous avons adopté la simulation en régime permanent avec un écoulement mixte (fluvial et torrentiel). Et on lance la simulation.

IV.3.2.4. Résultats de la simulation

La saisie des données géométriques concernant les profils des sections transversales et le débit, ainsi que les conditions aux limites dans le logiciel HEC-RAS a permis d'effectuer les calculs et d'extraire des résultats comme le profil en long du tronçon simulé, le niveau d'eau de chaque période de retour sur les profils, une vue de trois dimensions du niveau d'eau dans le tronçon d'étude des tables descriptives, et la courbe de tarage.

- **Le profil en long**

La ligne d'eau représente une vue en profil du tronçon d'étude avec le niveau et la surface d'eau de l'Oued et le niveau d'eau de période de retour centennale. Dans le cas de cette étude le comportement de la crue est sensible aux irrégularités de la topographie.

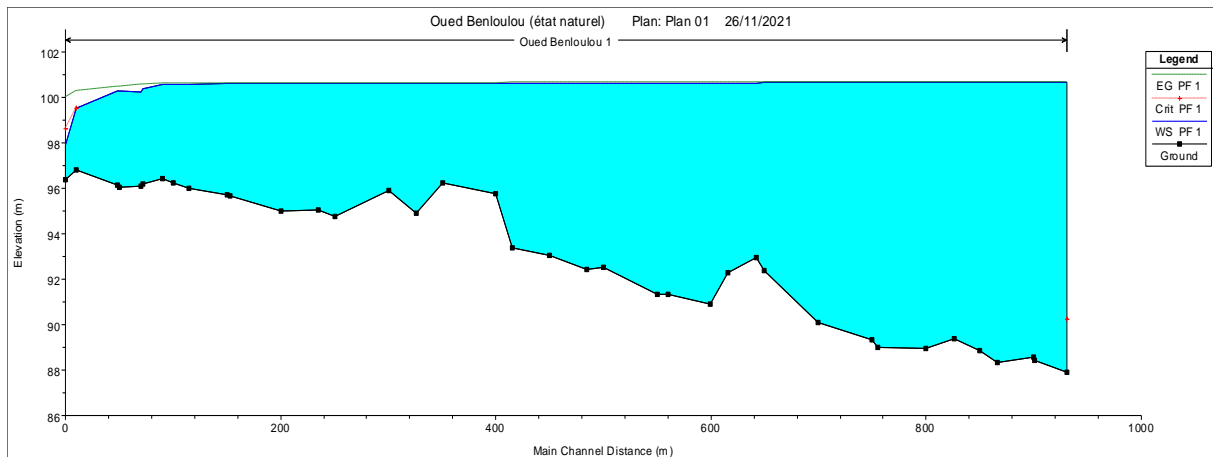


Figure IV.12 : profil en long d’oued Benloulou à son état naturel.

➤ **Vue de trois dimensions du tronçon modélisé**

HEC-RAS fournit une vue de trois dimensions qui facilite le suivi du comportement des eaux de crue de période de retour. La figure ci-dessous montre que dans la partie amont du tronçon, il n’y a pas un débordement de l’oued à cause de la pente. La concentration des eaux s’est effectuée dans le centre du tronçon dont on observe un débordement ainsi près de l’exutoire.

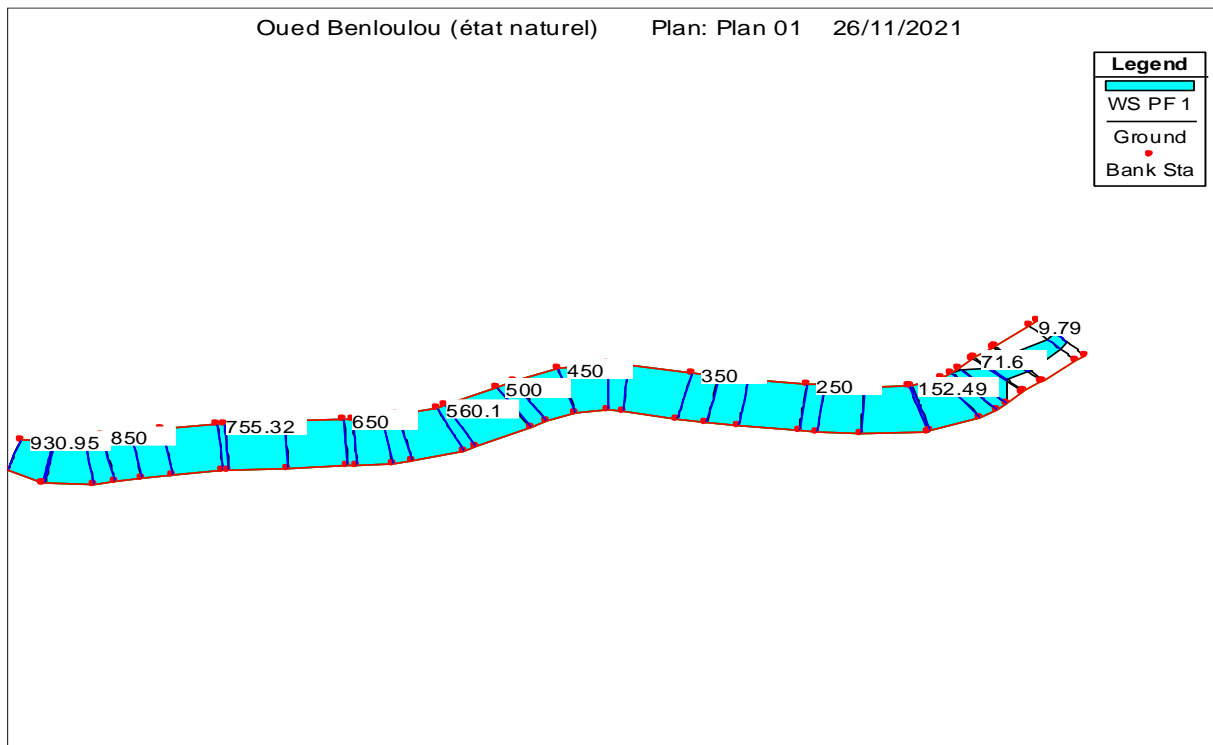


Figure IV.13 : Vue en plan en 3D de l’Oued.

➤ **La courbe de tarage**

HEC-RAS a permis de fournir une représentation de la variation de la hauteur d’eau en (m) en fonction de débit en m³/s.

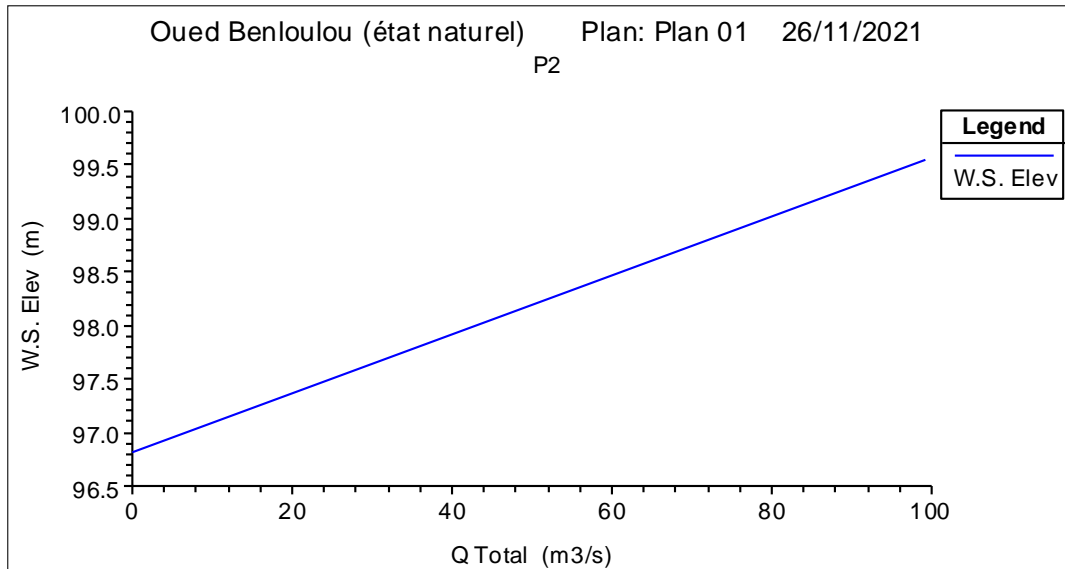


Figure IV.14 : la courbe de tarage d’oued Benloulou.

➤ **Les profils en travers**

Cette option d’affichage des résultats par profil transversal, permet d’acquérir le maximum de détail à chaque point choisi du tracé du cours d’eau.

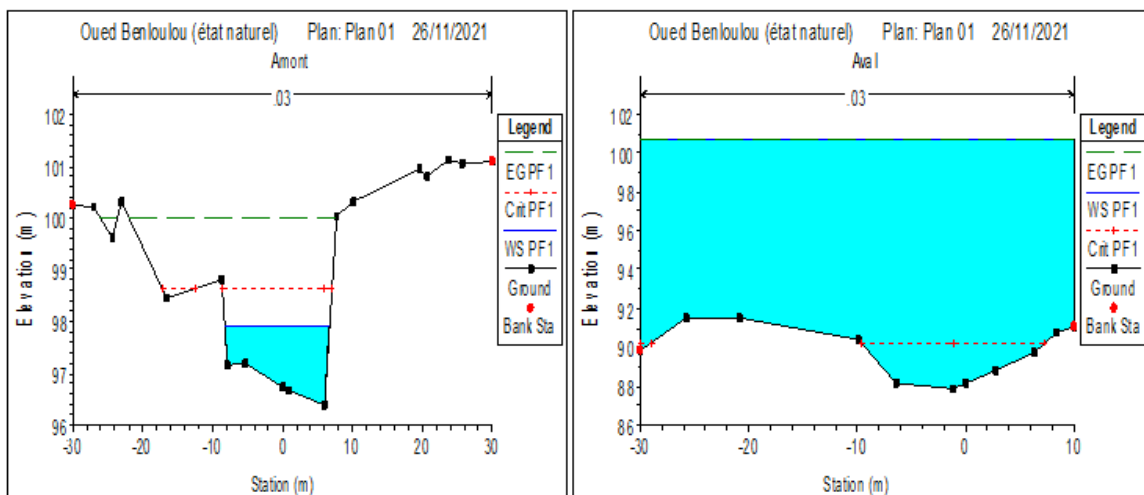


Figure IV.15 : profils en travers à l’amont et à l’aval.

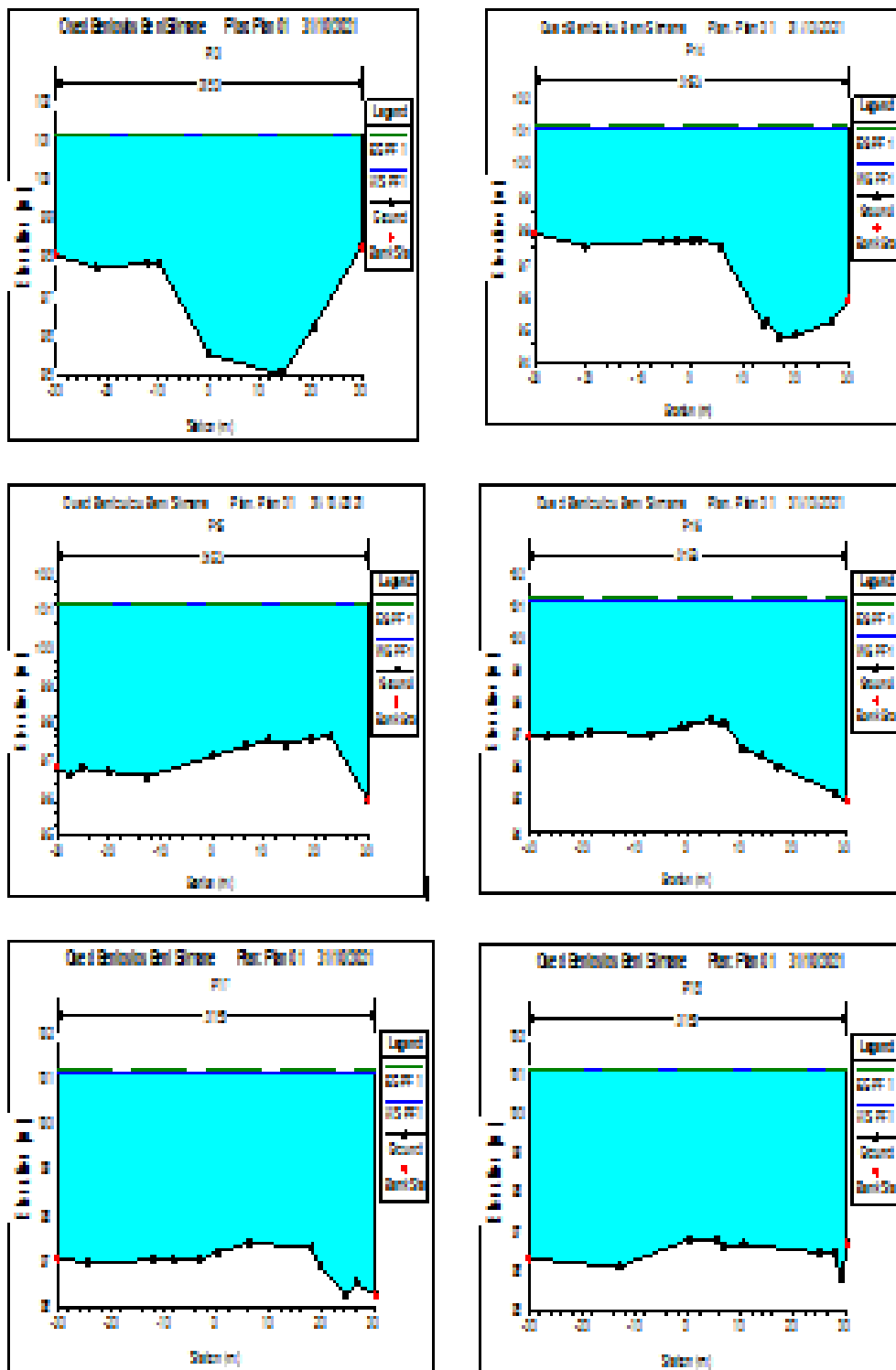


Figure IV.16 : Résultats de simulation pour quelques stations.

➤ **La vitesse d’écoulement**

La variation de la vitesse totale d’écoulement en fonction de la distance à partir de l’exutoire est représentée dans la figure ci-dessous :

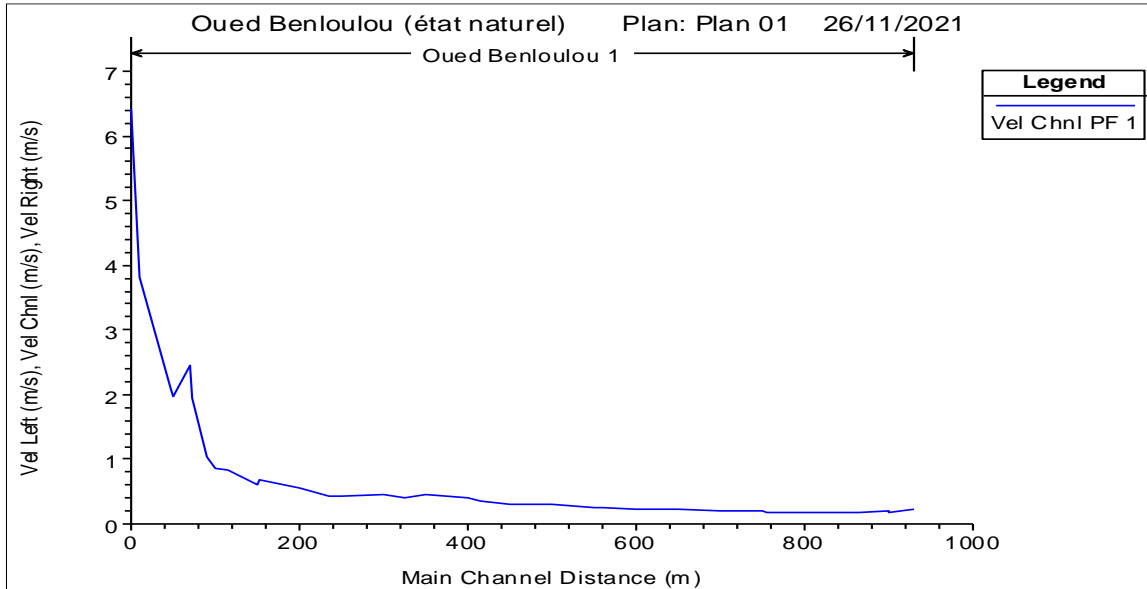


Figure IV.17 : la vitesse d’écoulement d’oued Benloulou.

➤ **Le nombre de Froude**

La Figure IV.19 représente la variation du nombre de Froude en fonction de la distance à partir de l’exutoire.

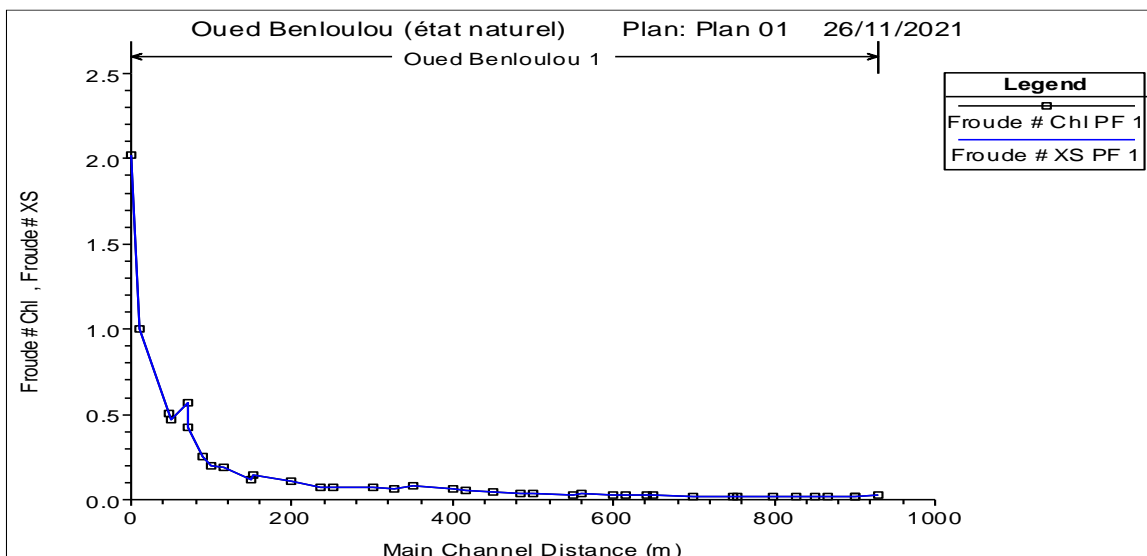


Figure IV.18 : le nombre de Froude.

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

Tableau IV.4 : Principaux paramètres hydrauliques pour un ensemble de station.

River Station	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
930.95	88.6	100.64	90.22	100.65	0.000004	0.23	425.17	40	0.02
901.41	88.44	100.64		100.65	0.000002	0.19	523.94	56.57	0.02
900	88.58	100.64		100.65	0.000002	0.19	523.23	56	0.02
866.44	88.33	100.64		100.65	0.000002	0.17	586.65	60	0.02
850	88.88	100.64		100.65	0.000002	0.18	559.81	60	0.02
826.56	89.36	100.64		100.65	0.000002	0.18	554.71	60	0.02
800	88.97	100.64		100.65	0.000002	0.19	534.08	60	0.02
755.32	88.98	100.64		100.65	0.000002	0.19	526.36	60	0.02
750	89.33	100.64		100.65	0.000003	0.19	520.97	60	0.02
700	90.1	100.64		100.65	0.000003	0.2	503.84	60	0.02
650	92.39	100.64		100.65	0.000004	0.22	455.44	60	0.03
642.8	92.95	100.64		100.65	0.000004	0.23	435.93	60	0.03
615.72	92.29	100.64		100.65	0.000004	0.23	437.21	60	0.03
600	90.89	100.64		100.65	0.000004	0.22	446.31	60	0.03
560.1	91.32	100.64		100.64	0.000007	0.26	378.1	60	0.03
550	91.33	100.64		100.64	0.000005	0.24	412.08	60	0.03
500	92.5	100.64		100.64	0.000001	0.29	340.89	60	0.04
483.94	92.41	100.64		100.64	0.000009	0.29	340.02	60	0.04
450	93.06	100.64		100.64	0.000011	0.31	322.07	60	0.04
414.93	93.39	100.64		100.64	0.000019	0.36	276.31	60	0.05
400	95.78	100.63		100.64	0.000025	0.4	250.64	60	0.06
350	96.25	100.63		100.64	0.000004	0.46	216.4	60	0.08
326	94.92	100.63		100.64	0.000003	0.42	238.55	60	0.07
300	95.91	100.63		100.64	0.000004	0.46	217.49	60	0.08
250	94.75	100.63		100.64	0.000032	0.43	232.88	60	0.07
234.56	95.05	100.63		100.64	0.000003	0.43	233.32	60	0.07

200	94.98	100.62		100.63	0.000075	0.56	176.61	60	0.1
152.49	95.69	100.6		100.63	0.000149	0.68	145.03	60	0.14
150.11	95.72	100.61		100.63	0.000094	0.6	164.75	60	0.12
114.54	96.01	100.58		100.62	0.000258	0.82	120.41	60	0.19
100	96.25	100.58		100.61	0.000321	0.86	115.61	60	0.2
90	96.43	100.56		100.61	0.000525	1.03	96.47	58.34	0.26
71.6	96.17	100.39		100.58	0.001312	1.94	51.01	23.43	0.42
70	96.1	100.26		100.57	0.002657	2.46	40.37	21.33	0.57
50	96.06	100.29		100.49	0.001759	1.97	50.42	27.78	0.47
48.1	96.16	100.27		100.48	0.002088	2.06	48.14	27.92	0.5
9.79	96.81	99.54	99.54	100.29	0.008776	3.82	25.95	17.41	1.3
0	96.4	97.89	98.64	99.99	0.040241	6.43	15.44	14.94	2.02

Min Ch. El : Altitude du radier du canal.

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

Top Width : Largeur au miroir.

Froude # chl : Nombre de Froude.

Velchnl : Vitesse d'écoulement.

Flowarea : Section mouillée.

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

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

IV.3.2.5. Interprétation

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

- La vitesse d'écoulement varie entre 0.17 et 6.43 m/s.
- La hauteur d'eau variée entre 0.5 et 12.3 m.
- L'écoulement est brusquement varié tout le long de l'Oued ; Pour cela on remarque qu'il n'a pas critical W.S.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued. Cette constatation est confirmée par les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0.02 et 2.02.

IV.4. Les zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des plaines inondables où nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec l'utilisation de l'application RAS-Mapper intégré dans HEC-RAS version 5.0.4.

Le modèle permet de mettre en évidence l'inondation des zones habitées en plusieurs points pour la crue centennale. Les zones à risque sont présentées sur la carte des zones inondable.

IV.4.1. Carte des profondeurs

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables. La délimitation des zones inondables le long du cours d'eau se fera avec RAS-Mapper du logiciel HEC- RAS. L'utilisation de RAS-Mapper nous a permet d'obtenir la carte suivante :



Figure IV.19 : Carte des profondeurs pour la période de retour 100 ans.

IV.4.2. Interprétation

Le lit de l'oued est occupé par les habitations, on observe qu'il y a des débordements des eaux sur les deux rives de l'oued à l'amont et à l'aval. Les causes de ces inondations sont triples ; les habitations sont construites trop proche du lit mineur, la pente est faible de plus le lit de l'oued est étroit en terme de capacité.

IV.5. Conclusion

Cette étape nous a permis de bien connaître la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis-à-vis des inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

Chapitre V

Etude des variantes d'aménagements pour la protection contre les inondations

V.1. Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de Beni Slimane contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement après la proposition des différentes variantes sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone compte tenu des conditions naturelles. Ces aménagements répondaient souvent à des objectifs légitimes :

- Protéger les terres cultivables et les habitations contre les inondations.
- Lutter contre l'érosion des berges.
- Faciliter la navigation fluviale.
- Produire de l'énergie, irriguée, alimenter en eau potable.
- Les différents aménagements répertoriés.

V.2. Principe d'aménagement

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de la ville de Beni Slimane contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des berges et n'oubliant pas l'impact de cet aménagement sur l'environnement. Donc le choix de variante se détermine par de différents processus. Les ouvrages de protection peuvent être répartis en deux groupes : directes et indirectes.

V.2.1. Les différents types d'aménagements

V.2.1.1. Protection directe (Rapprochées)

La protection directe consiste à intervenir directement sur le site menacé par la mise en œuvre des actions suivantes :

➤ **Curage**

Permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également nécessaire à la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

➤ **Recalibrage**

Permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

➤ **Réalisation des canaux**

Permettant de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé par des bâtiments ou par la voirie.

➤ **Protection des berges**

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

➤ **Endiguement des oueds**

Par la réalisation de digues qui longent le cours d'eau sur ses deux berges. Cette opération est aisément réalisable par les ressources locales en main d'œuvre et en matériaux. Par ailleurs, ce type de protection permet en outre de réaliser une protection sélective. Il peut en effet être établi graduellement en commençant par mettre à l'abri, de la plupart des crues, la partie la plus riche et la plus peuplée des zones exposées. En contrepartie on notera que ce procédé de protection présente l'inconvénient de provoquer une surélévation souvent notable du niveau des eaux et rend en outre plus difficile le drainage des terrains bas.

V.2.1.1. Protection indirecte (Eloignées)

La protection indirecte par contre, consiste à intervenir plus loin des sites menacés, à l'extérieur du périmètre d'aménagement, en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

➤ **Création des canaux périphériques**

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

➤ **Réalisation des barrages**

Seuils pour stockage et laminage des crues à l'amont des zones menacées. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être optimisés de manière à répondre au-mieux à la protection envisagée.

➤ **Aménagement des bassins versants**

Aménagement contre l'érosion par des méthodes biologiques et/ou par la construction de seuils en gabions qui permettent la réduction des vitesses d'écoulement et le dépôt des sédiments en amont.

V.2.2. Calcul hydraulique des canaux

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

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S_m \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.1)$$

D'où :

Q : le débit (m³/s).

n : Coefficient de Manning (m^{-1/3}.s).

R_h : Rayon hydraulique (m).

S_m : La surface mouillée (m²).

I : la pente du fond du canal.

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

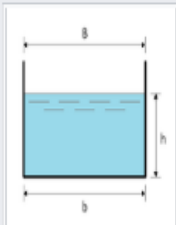
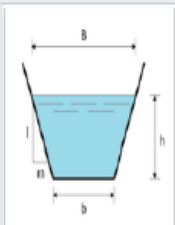
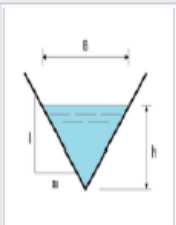
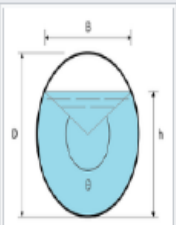
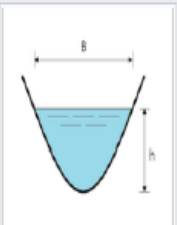
					
	Rectangle	Trapeze	Triangle	Cercle	Parabole
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3}{2} \frac{S}{h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3} Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \theta \cdot D$	$B + \frac{8}{3} \frac{h^2}{B}$
Rayon hydraulique, R _h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2}$
Profondeur hydraulique, D _h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2} h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2}{3} h$
Angle du segment circulaire, θ				$\theta = 2 \arccos \left(\frac{\frac{D}{2} - h}{\frac{D}{2}} \right)$	

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

V.2.2.1. Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente I et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} et celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m ; $R_h = \frac{S_m}{P_m}$).

Parmi toutes les formes de section, la section semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Mais cette forme n'est réalisée que dans les canaux artificiels en béton ou en métal. Dans les conditions techniques de réalisation la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que la forme trapézoïdale qui présente des simplicités de réalisation.

✚ A cet effet notre choix sera porter sur la section trapézoïdale.

Tableau V.1 : les caractéristiques de la section trapézoïdale.

Désignation	Expression	Définition
b	$2h(\sqrt{1+m^2} - m)$	La largeur inférieure du canal (m)
B	$b + 2mh$	La largeur supérieure du canal (m)
S_m	$h(b + mh)$	La surface mouillée (m ²)
P_m	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	Le périmètre mouillé (m)
R_h	$\frac{S}{P} = \frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	Le rayon hydraulique (m)
m	$\cot \theta$	Fruit de talus, d'après la nature du terrain

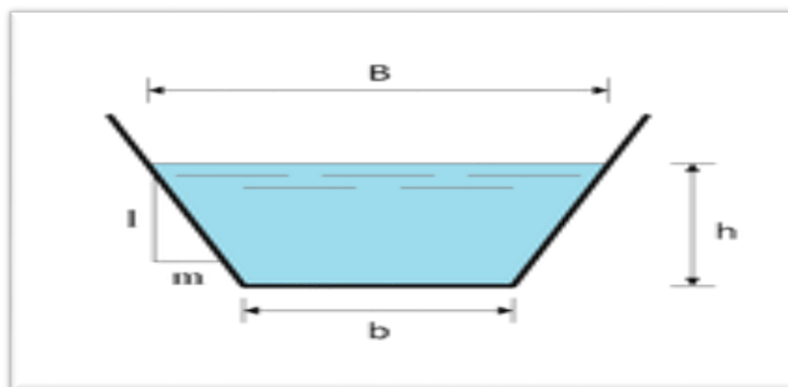


Figure V.2 : coupe de la section trapézoïdale.

V.2.3. Choix des paramètres de dimensionnement

1. La pente du projet

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

2. Le coefficient de rugosité

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

Tableau V.2 : Les valeurs du coefficient de rugosité 'n'.

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

3. Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)

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

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications.

Tableau V.3 : Revanches utilisées.

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

4. Vitesse d'érosion

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

Tableau V.4 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.

Lit	Vitesse (m/s)
Pavage de pierre à une couche	2.50 - 4.00
Gabions	4.00 - 6.00
Revêtement en béton	6.00 - 10.00
Béton amélioré	< 10.00

V.3. Calcul de la stabilité des canaux non revêtus

Si le fond du chenal ou les berges sont érodables, le dimensionnement nécessite que la largeur, la profondeur et la pente du fond soient choisies de telle sorte à garantir une stabilité des grains.

Deux méthodes sont généralement utilisées : la vitesse admissible et la force (ou contrainte) tractrice.

V.3.1. Méthode de La vitesse Admissible

Dans cette méthode ; le dimensionnement du canal est fait de telle sorte à ce que la vitesse d'écoulement sous les conditions d'écoulement uniformes soit inférieure à la vitesse admissible. Cette dernière est définie comme étant la vitesse au-dessous de laquelle le fond et les berges du chenal sont considérées comme stables. Cette vitesse dépend principalement du type de sol et des dimensions des grains, et aussi de la profondeur de l'écoulement et de la sinuosité du chenal.

En générale des sections trapézoïdales sont utilisées pour les chenaux érodables. Pour le dimensionnement il faut choisir tout d'abord un fruit adéquat.

Le tableau suivant donne un ordre de grandeur des fruits des talus utilisés :

Tableau V.5 : Ordre de grandeur des fruits des talus.

Matériaux	Fruit des talus
Roche	Presque vertical
Roche fissurée, maçonnerie sèche	1/2
Argile	1/2 à 1/1
Sol Ferme, alluvions compactes	1/1
Gros cailloux	3/2
Sol sableux lâche	2/1
Sol Sableux limoneux, terre remaniée	3/1

La vitesse moyenne admissible pour divers sols sont résumé dans le tableau suivant, ces valeurs sont relatives à un cours d'eau droit sans sinuosité avec une profondeur moyenne de 1m. À suggérer de réduire ces valeurs de 5% pour les cours d'eau faiblement sinueux, 13%

pour les chenaux modérément sinueux et de 22% pour ceux très sinueux. Pour les profondeurs différentes de 1m, les vitesses sont multipliées par un coefficient de correction k.

$k = y^{\frac{1}{6}}$; Où y est la profondeur d'écoulement en m.

Tableau V.6 : Vitesse admissible d'écoulement.

Matériaux	V (m/s)
Sable fin	0.6
Sable grossier	1.2
Sol Sablo limoneux	0.6
Sol Sablo argileux	1.1
Argile	1.8
Sablo limoneux végétalisé (pente < 5%)	1.8
Argilo limoneux végétalisé (pente < 5%)	2.4
Grés tendre	2.4
Schiste douce	1.1
Roche dure	6.1

En résumé ; les étapes de dimensionnement d'un canal non revêtu par la méthode de la vitesse admissible sont les suivants :

1. Pour un matériau donné, choisir une valeur du coefficient de Manning, fruit des talus et vitesses admissible.
2. Déterminer les dimensions du canal.
3. Ajouter une valeur convenable de la revanche (voir le tableau V.3).

V.3.2. Méthode de la contrainte tractrice

Comparativement avec la méthode précédente, l'utilisation de la contrainte tractrice semble la plus adaptée, vue que le mouvement des grains est tributaire de la contrainte tractrice et non pas de la vitesse moyenne de l'écoulement, celle-ci est considérée car il est très difficile de calculer ou de mesurer la vitesse au fond.

La contrainte tractrice peut s'écrire :

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

R : est le rayon hydraulique, et i : la pente du fond.

Pour des canaux larges $R \approx y$.

Pour la contrainte au niveau des berges, la contrainte peut s'écrire :

$$\tau_{0\text{berge}} = \gamma_w \cdot R \cdot i \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \dots\dots\dots (V.3)$$

Tel que :

$$k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \dots \dots \dots (V.4)$$

K : le facteur de réduction de la contrainte sur les berges.

θ : L'angle de repos.

φ : L'angle de frottement entre la particule et le sol.

L'effet de l'angle de repos est considéré seulement pour le cas des particules grossières. La figure ci-dessous illustre la relation entre l'angle de repos ψ , diamètre et la forme de la particule solide.

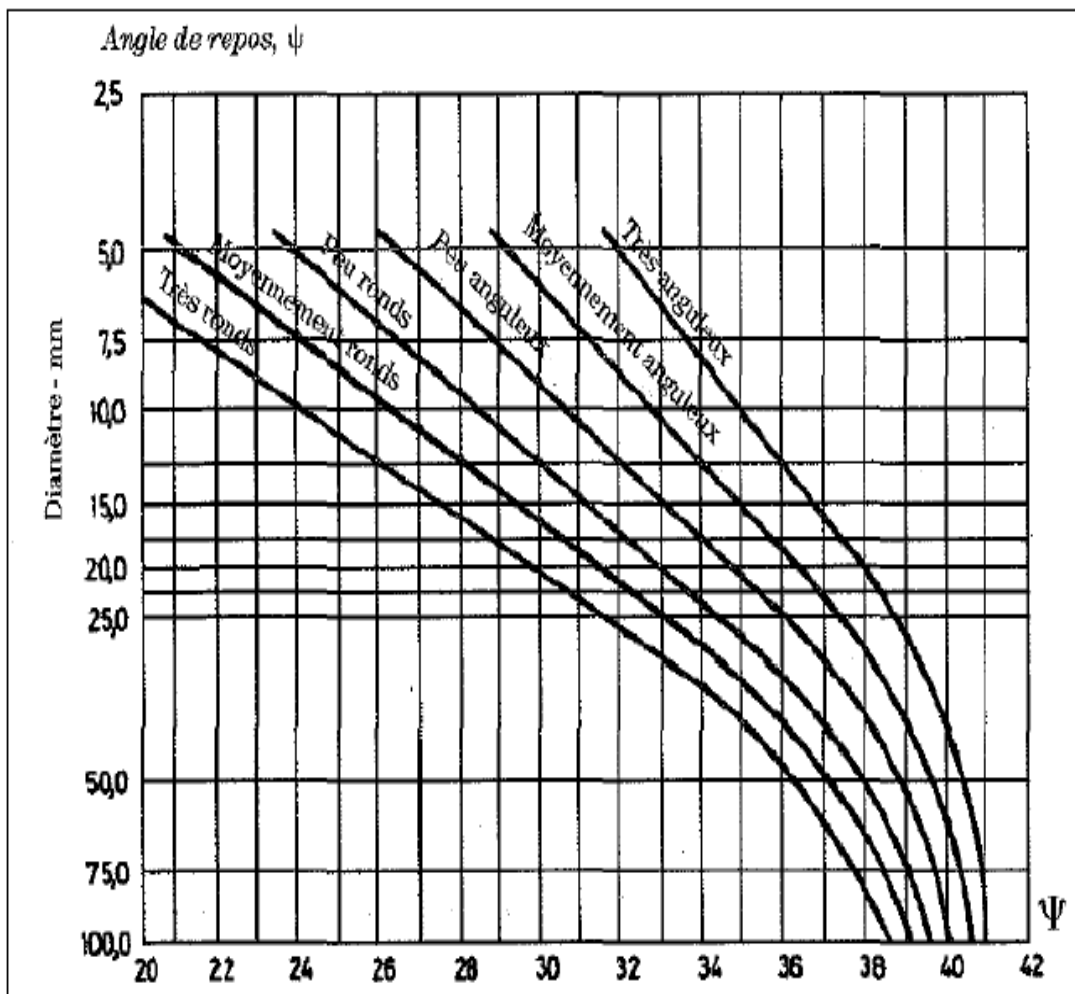


Figure V.3 : Abaque de l'angle de frottement $f = (forme, d)$.

La figure V.4 Montre l'effort tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs.

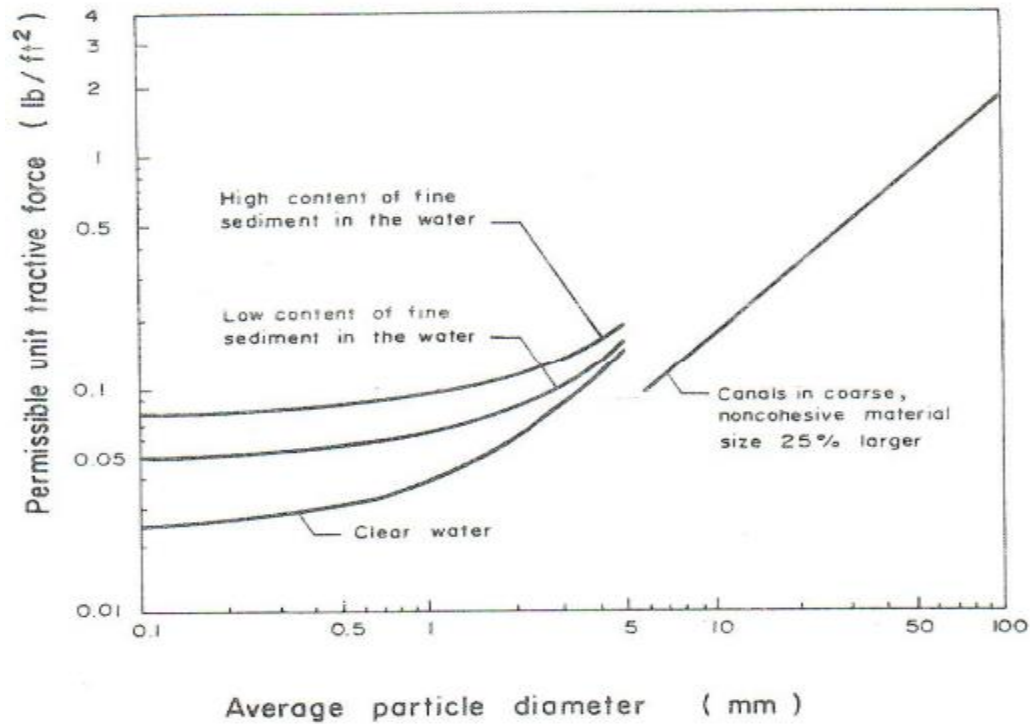


Figure V.4 : l'effort tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs.

De même, la figure V.5 montre l'effort tangentiel admissible pour un matériau cohésif.

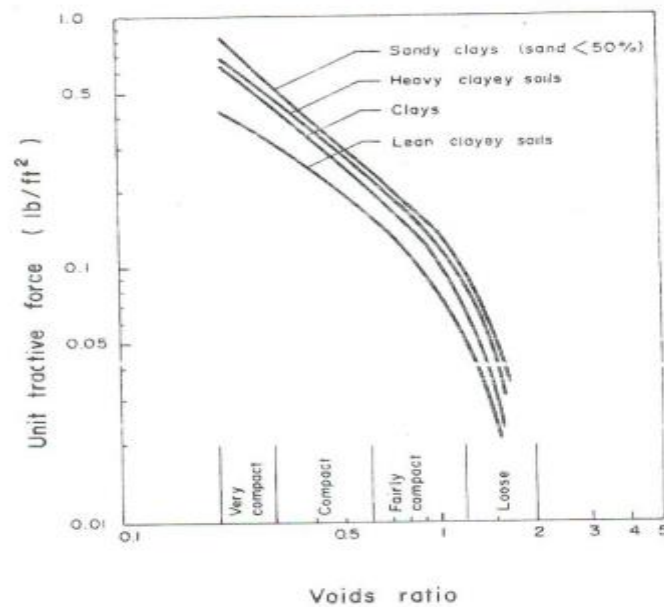


Figure V.5 : Efforts tangentiel critique pour des matériaux cohésifs.

En résumé les étapes de dimensionnement d'un canal suivant cette méthode sont comme suit :

1. Pour un matériau donné, choisir un fruit de talus, un angle de repos et une contrainte admissible. Déterminer la contrainte tangentielle admissible en tenant en compte si le chenal est droit ou sinueux.
2. Pour un matériau non cohésif, il faut calculer le paramètre de réduction K, et calculer la contrainte tangentielle admissible des talus en multipliant K par celle calculé en 1.
3. Faire l'égalité entre la contrainte admissible des talus (déterminée en 2) est $0.76 \cdot \gamma_w$ et de déterminer la valeur de y.
4. Pour le y calculé en 3 et pour des valeurs sélectionnées de Manning des fruits des berges, calculer la largeur au fond B à partir de l'équation de Manning.
5. Vérifier que la contrainte tangentielle au fond est inférieure à la contrainte admissible calculée en 1 ($\tau_{\text{fond}} < \tau_{\text{limite}}$).

 **Remarque**

On va vérifier la stabilité des canaux non revêtus avec la deuxième méthode.

V.3.3. Application de la méthode de la contrainte tractrice

Après le calcul de tous les paramètres cités précédemment on a obtenir les résultats suivants :

Tableau V.7 : dimensions du canal non revêtu.

Oued Benloulou	tronçon	Condition de stabilité		Géométrie du canal			
		τ_{limite} (N/m ²)	τ_{fond} (N/m ²)	I (%)	m	b (m)	h (m)
	1	9.27	13.44	0.7	2	10.65	1.92
	2	9.27	16.2	1	2	12.28	1.62

Si l'on se fie aux conditions de la stabilité du canal non revêtu, on verra l'impossibilité de réalisation d'un tel ouvrage, car la condition $\tau_{\text{fond}} < \tau_{\text{limite}}$ n'est pas vérifiée. Donc vu l'impossibilité de respecter les conditions de stabilité, on va éliminer la possibilité d'envisager un aménagement de ce genre. Pour cela il faut faire un aménagement avec des canaux revêtus pour bien protéger la ville.

V.4. Aménagement des cours d'eau

L'aménagement se fera sur Oued Benloulou et ses affluents, sur la zone précédemment citée, le linéaire du cours d'eau considéré est d'environ 930.95 m.

Remarque

Pour la détermination de la pente de projet on s'est basé sur le lève topographique de l'oued Benloulou (Beni Slimane centre), qui nous a permis de tracer le profil en long.

✚ Les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Caractéristique du cours d'eau.

Oued Benloulou			
Tronçons	Longueur (m)	Pente (%)	Débit (m ³ /s)
1	149.97	0.7	99.20
2	780.98	1	99.20

V.4.1. Description des variantes

Nous allons proposer deux variantes dans le but de protéger la ville de Beni Slimane contre les inondations mais aussi il faut surtout que la solution soit réalisable du point de vue technico-économique et qu'elles soient bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

Tableau V.9 : Aménagement proposé.

Aménagement proposé pour Oued Benloulou	
Variante 1	Protection en béton armé avec un canal trapézoïdal.
Variante 2	Protection en enrochement.

V.4.2. Etude de l'aménagement

V.5.4.1. Canal en béton

Pour faciliter les techniques de la réalisation en choisissant de dimensionner avec la section optimale la plus avantageuse, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 : Caractéristiques de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale.

Caractéristique	Fruit de talus	base	Rayon hydraulique
	m	b = f(h)	R_h = f(h)
Relation	$\frac{1}{\sqrt{3}} = 0.557$	$\frac{2}{\sqrt{3}}h$	$\frac{1}{2}h$

❖ **Procédé de calcul**

En remplaçant les formules du tableau (V.1) dans la formule (V.1), après un développement et une simplification on aura la formule suivante :

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} = \frac{[(b+mh)h]^{5/3}}{[b+2h\sqrt{1+m^2}]^{2/3}} \dots\dots\dots (V.12)$$

❖ **Remarque**

Pour notre étude, on a utilisé le logiciel " **FlowMaster CONNECT** " pour la détermination des différents paramètres cités précédemment.

V.5.4.2. Calcul d'un canal 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.



Figure V.4 : Aménagement des cours d'eau en enrochement.

➤ **Calcul des protections**

A. Stabilité

Le fruit des talus varie entre 1.5 et 2 afin de garantir une stabilité et faciliter la pose.

B. Résistance à la vitesse du courant

La vitesse limite du début d'entraînement est la vitesse en dessous de laquelle les pierres de l'enrochement sont stables, elle est en fonction du poids de la pierre, de la pente de la berge et du tirant d'eau.

La méthode qui va être citée consiste à calculer la taille des blocs sur fond plat (ou de faible pente) ensuite corriger en fonction de la pente du talus.

- Pour une protection en enrochement sur le fond ; la formule d'Isbas ci-après donne le diamètre médian des blocs d'enrochement en fonction de la vitesse U du courant à leur voisinage :

$$d = 0,7 \cdot \frac{\gamma_{\omega}}{\gamma_s - \gamma_{\omega}} \cdot \frac{U^2}{2g} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

d : Diamètre médian des blocs en m ;

γ_{ω} : Poids spécifique de l'eau en N/m² ;

γ_s : Poids spécifique de blocs en N/m² ;

U : Vitesse du courant en m/s.

- Pour les enrochements posés sur les talus ; la formule suivante donnée par E.W. Lan pour le calcul du diamètre médian :

$$d' = \frac{0,7 \cdot \frac{\gamma_{\omega}}{\gamma_s - \gamma_{\omega}} \cdot \frac{U^2}{2g}}{\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \varphi}}} \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec :

d' : Diamètre médian des blocs en m ;

γ_{ω} : Poids spécifique de l'eau en N/m² ;

γ_s : Poids spécifique de blocs en N/m² ;

U : Vitesse du courant en m/s ;

β : L'angle du talus avec l'horizontale ;

φ : L'angle d'équilibre des enrochements.

- La vitesse du courant U ; c'est la vitesse au voisinage du revêtement qui peut être largement supérieure à la vitesse moyenne V dans la section.

Tableau V.11 : La vitesse du courant en fonction de la vitesse V.

Tronçon rectiligne	U / V = 1
Angle de 25° ou supérieur	U / V = 1.1
Angle supérieur à 45°	U / V = 1.4

V.4.3. Calcul de l'aménagement

Cette partie comporte une comparaison technique entre les variantes cités ci-dessus, afin d'aboutir à une solution optimale d'aménagement, respectant les normes techniques afin d'atteindre l'objectif de protection visé.

V.5.4.1. Aménagement en béton

En utilisant le logiciel FlowMaster CONNECT donc on aura les résultats ci-dessous :

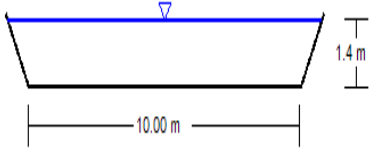
Tableau V.12 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en béton.

Oued	Tronçon	Longueur (m)	Pente (%)	Fruit de talus	b (m)	h (m)	H (m)
Benloulou	1	149.97	0.7	1	10	1.4	2.3
	2	780.98	1	1	10	1.3	2.2

Les tableaux récapitulatifs des différents paramètres hydrauliques et géométriques sont donnés ci-après :

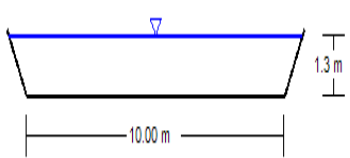
- **Tronçon 1 : I = 0.7 %**

Tableau V.13 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 1).

Section	Paramètre	Unité	Quantité
	La surface du B.V	km ²	85
	Temps de concentration	h	5.15
	Le débit	m ³ /s	99.20
	Largeur	m	10
	La profondeur	m	2.3
	La pente du radier	-	0.007
	La profondeur normale	m	1.4
	La profondeur critique	m	2.1
	La pente critique	-	0.002
	Longueur	m	149.97
	Vitesse	m/s	6.55
	Nombre de Froude	-	1.83

• **Tronçon 2 : I = 1 %**

Tableau V.14 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 2).

Section	Paramètre	Unité	Quantité
	La surface du B.V	km ²	85
	Temps de concentration	h	5.15
	Le débit	m ³ /s	99.20
	Largeur	m	10
	La profondeur	m	2.2
	La pente du radier	-	0.01
	La profondeur normale	m	1.3
	La profondeur critique	m	2.1
	La pente critique	m	0.002
	Longueur	m	780.98
	Vitesse	m/s	7.36
	Nombre de Froude	-	2.16

D'après les tableaux ci-dessus on a opté de travailler par une basse de 10 m et une hauteur de 2.3 m le long de tout l'oued pour assurer l'écoulement torrentiel qui nous assure la protection de la ville.

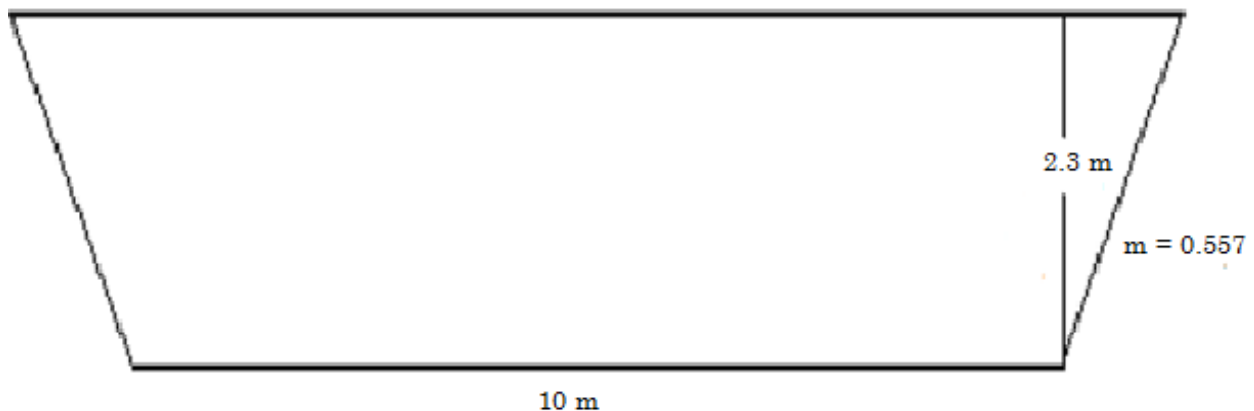


Figure V.5 : schéma type d'aménagement en béton d'oued Benloulou.

V.5.4.2. Aménagement en enrochement

On a obtenu les résultats de dimensionnement à l'aide du logiciel FlowMaster CONNECT, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

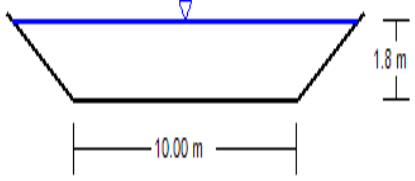
Tableau V.15 : Dimensionnement du canal trapézoïdal en enrochement.

Oued	Tronçon	Longueur (m)	Pente (%)	Fruit de talus	b (m)	h (m)	H (m)
Benloulou	1	149.97	0.7	1.5	10	1.8	2.7
	2	780.98	1	1.5	10	1.7	2.6

Les tableaux récapitulatifs des différents paramètres hydrauliques et géométriques sont donnés ci-après :

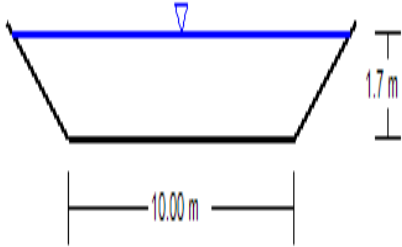
- **Tronçon 1 : I = 0.7 %**

Tableau V.16 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 1).

Section	Paramètre	Unité	Quantité
	La surface du B.V	km ²	85
	Temps de concentration	h	5.15
	Le débit	m ³ /s	99.20
	Largeur	m	10
	La profondeur	m	2.7
	La pente du radier	-	0.007
	La profondeur normale	m	1.8
	La profondeur critique	m	1.9
	La pente critique	-	0.006
	Longueur	m	149.97
	Vitesse	m/s	4.22
	Nombre de Froude	-	1.09

• **Tronçon 2 : I = 1 %**

Tableau V.17 : tableau récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et géométriques (tronçon 2).

Section	Paramètre	Unité	Quantité
	La surface du B.V	km ²	85
	Temps de concentration	h	5.15
	Le débit	m ³ /s	99.20
	Largeur	m	10
	La profondeur	m	2.6
	La pente du radier	-	0.01
	La profondeur normale	m	1.7
	La profondeur critique	m	1.9
	La pente critique	-	0.006
	Longueur	m	780.98
	Vitesse	m/s	4.77
	Nombre de Froude	-	1.29

D'après les tableaux ci-dessus on a opté de travailler par une base de 10 m et une hauteur de 2.7 m le long de tout l'oued pour assurer la protection de la ville.

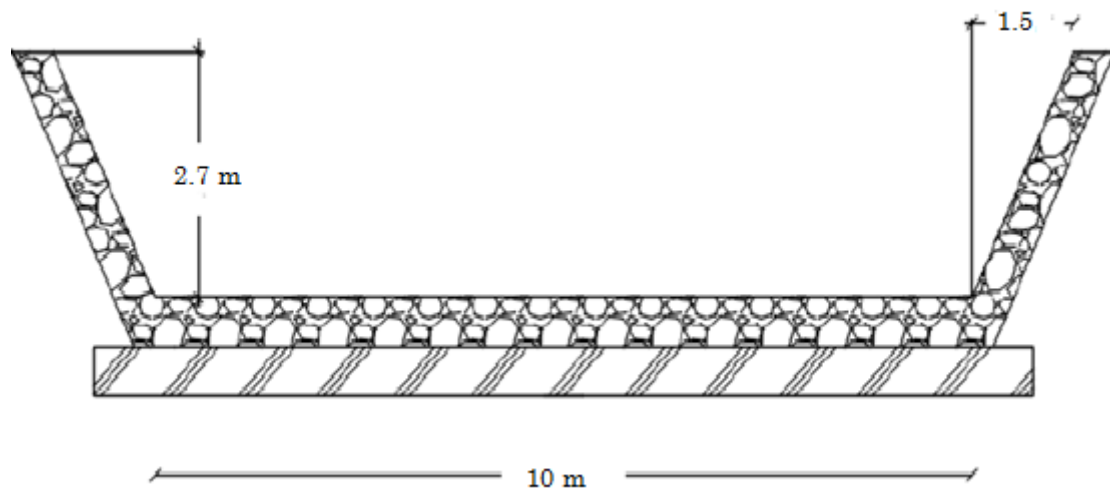


Figure V.6 : schéma type d'aménagement en enrochement d'oued Benloulou.

➤ **Calcul de la stabilité**

Tableau V.18 : calcul de la stabilité des enrochements

Oued	Débit (m ³ /s)	m	b (m)	h (m)	V (m/s)	U (m/s)	d (m)	d' (m)	d _{max} (m)	d _{min} (m)
Benloulou	99.20	1.5	10	2.7	4.22	4.64	0.667	1.33	1.5	0.4

V.5. Simulation sur HEC-RAS

Après avoir déterminé les dimensions de chaque variante, on lance une simulation à l'aide de logiciel HEC-RAS.

Cette simulation nous permet de voir les conditions d'écoulement dans le système projeté.

Les résultats de simulation d'oued en canal trapézoïdale, nous permet de connaître le régime de l'écoulement, la vitesse en chaque section ainsi la nouvelle capacité de l'oued aménagé et sa réponse vis-à-vis de la crue de projet.

V.5.1. Simulation d'aménagement en béton

Tableau V.19 : résultats de simulation d'oued Benloulou (aménagement en béton).

Oued	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Nombre de Froude	Hauteur critique (m)	Pente critique (%)	Régime
Benloulou	930.95	99.20	6.55	1.83	2.1	0.2	Torrentiel

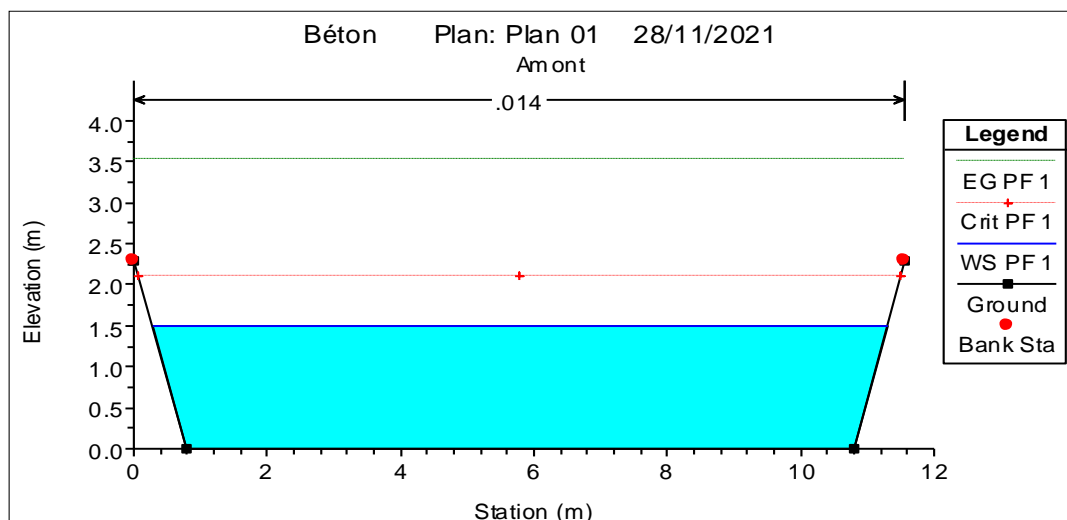


Figure V.7 : profil en travers à l'amont d'aménagement en béton.

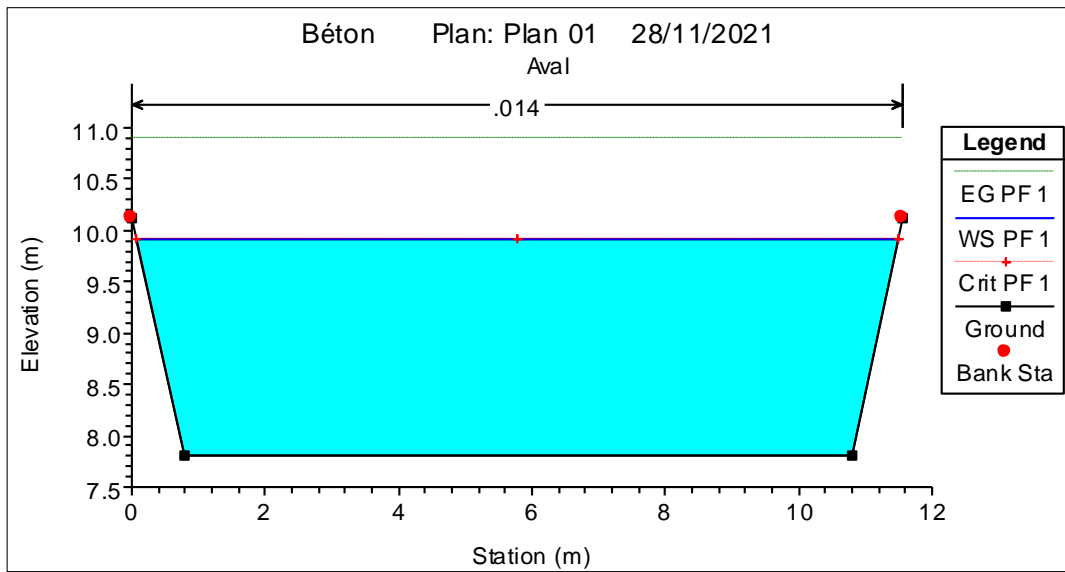


Figure V.8 : profil en travers à l'aval d'aménagement en béton.

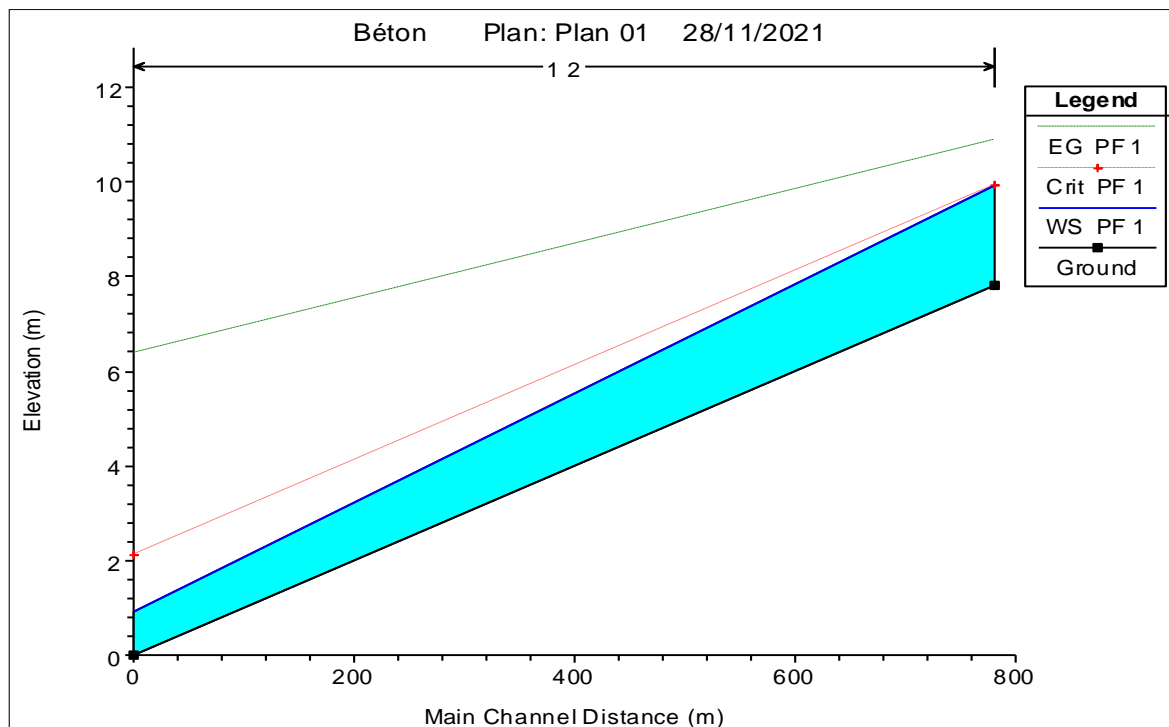


Figure V.9 : profil en long d'aménagement en béton.

✚ On ne remarque aucun débordement hors de sections projetées.

V.5.2. Simulation d'aménagement en enrochement

Tableau V.20 : résultats de simulation d'oued Benloulou (aménagement en enrochement).

Oued Benloulou	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Nombre de Froude	Hauteur critique (m)	Pente critique (%)	Régime
	930.95	99.20	4.22	1.09	1.9	0.6	Torrentiel

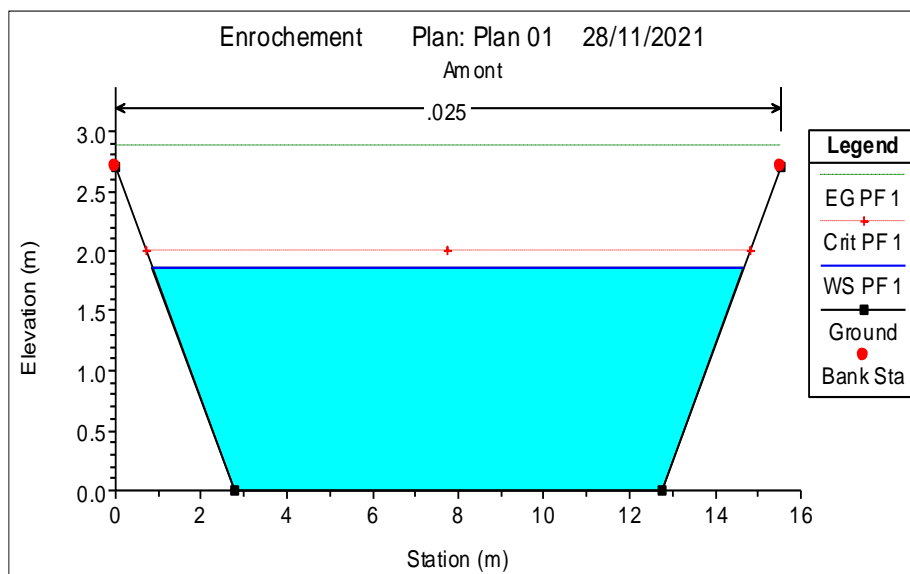


Figure V.10 : profil en travers à l'amont d'aménagement en enrochement.

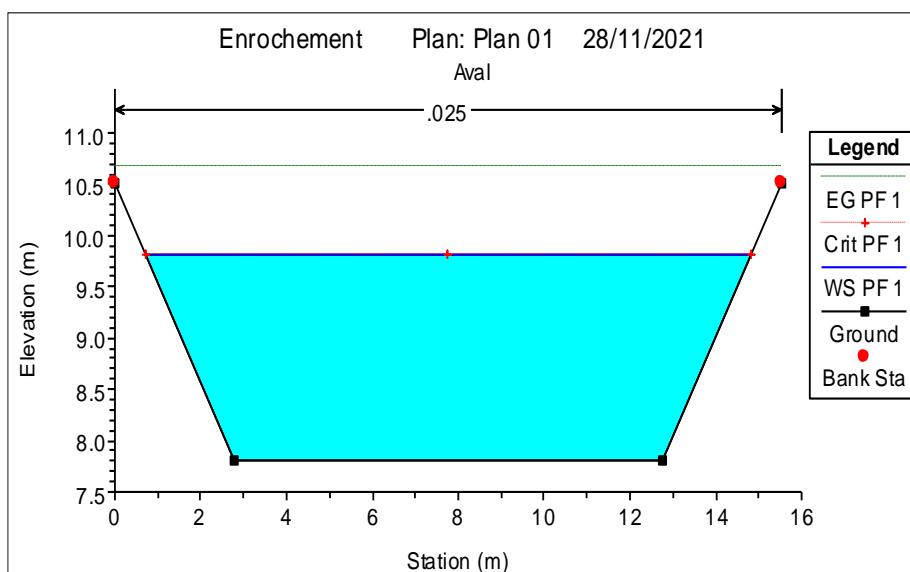


Figure V.11 : profil en travers à l'aval d'aménagement en enrochement.

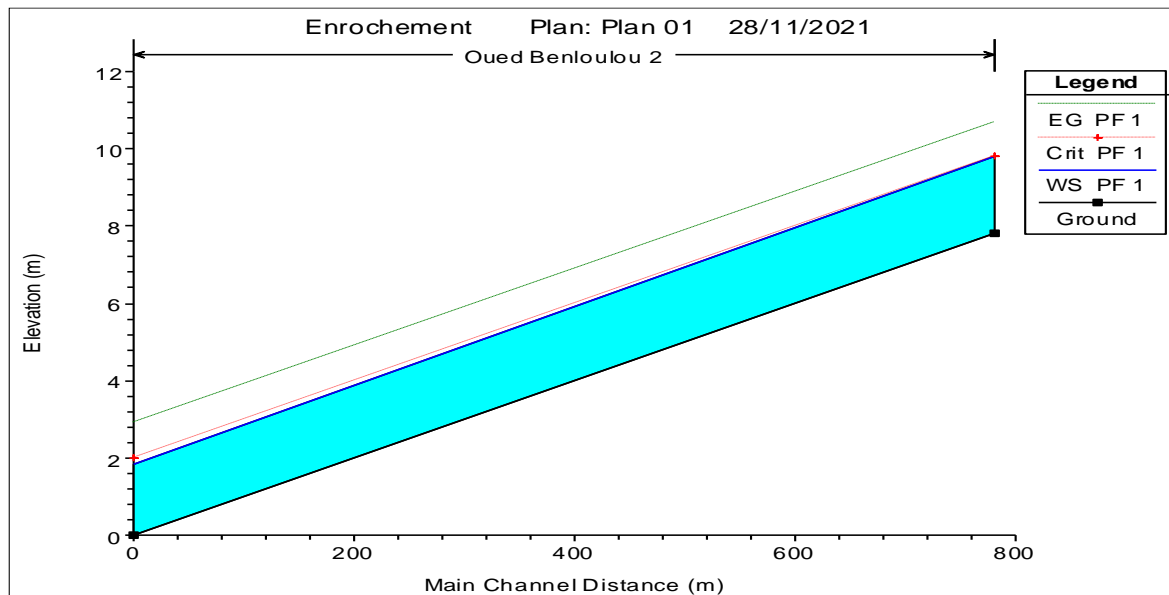


Figure V.12 : profil en long d'aménagement en enrochement.

- ✚ Cette solution présente des résultats intéressants, du fait qu'on ne remarque aucun débordement hors des sections projetées, et les vitesses d'écoulement restent assez acceptables, du moment qu'elles sont dans l'intervalle (4.22 à 4.77 m/s). Donc le risque de débordement est écarté.

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a aménagé oued Benloulou de telle façon à avoir un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et la surface libre est soumise à la pression atmosphérique avec un profil qui véhicule le débit maximum.

Le dimensionnement du canal trapézoïdal se fait à l'aide du programme HEC-RAS et le logiciel Flow Master, on remarque que le régime d'écoulement est torrentiel dans les canaux composant le projet.

Chapitre VI

Estimation quantitative et financière du système de protection contre les inondations

VI.1. Introduction

L'estimation quantitative et financière du système a pour but de déterminer le cout du projet nécessaire de ce travail.

Dans ce chapitre nous allons faire une comparaison quantitative et financière entre les deux variantes proposées (dans le chapitre précédent) pour choisir la variante de point de vue technico-économique.

VI.2. Chiffrages des aménagements proposés

VI.2.1. Les hypothèses de chiffrage

Le présent chapitre propose une estimation financière du cout des aménagements proposés pour faire une comparaison entre eux, les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements ;
- Prix unitaire de fourniture et pose de (béton, éventuelles installations annexes...).

VI.2.2. Devis quantitatif et estimatif

❖ Avant d'avoir estimé les prix des ouvrages et aménagements donnés, il faut déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain.

VI.2.2.1. Détermination des différents volumes

➤ Volume de déblai

Le volume de déblai V_d sera calculé par le logiciel HEC-RAS.

$$V_d = S_d * L \quad (VI.1)$$

Avec :

S_d : La surface de déblai (m^2).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

➤ Volume de remblai

Le volume de remblai V_r sera calculé par le même principe pour calculer le volume de déblai

$$V_r = S_r * L \quad (VI.2)$$

Avec :

S_r : La surface de remblai (m^2).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

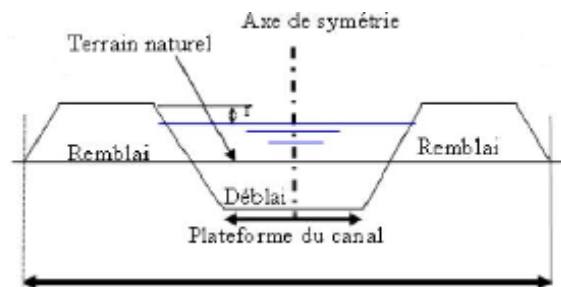


Figure VI.1 : calcul des volumes pour déblai et remblai.

➤ **Volume de béton**

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm.

• **Le béton de propreté**

$$V_{B_p} = e * b * L \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

e : l'épaisseur du béton de propreté en (m).

b : La largeur du fond du canal en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

• **Le béton dosé à 350 kg/m³**

$$V_{B_{350}} = (S_r + S_b) \times L \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

S_r : La surface du radier en m² ; ($S_r = e * b$)

S_b : La surface des berges en m² ; ($S_b = e * 2h\sqrt{1 + m^2}$)

D'où :

h : la hauteur en m.

➤ **Volume des enrochements :**

$$V_{\text{enr}} = (S_{\text{talus}} + S_{\text{fond}}) * L \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

S_{fond} : La surface du fond en m² ; ($S_{\text{fond}} = e * b$)

S_{talus} : La surface des talus en m² ; ($S_{\text{talus}} = e * 2h\sqrt{1 + m^2}$)

D'où :

h : la hauteur en m.

Les tableaux suivants donnent les montants de réalisation pour les deux variantes proposées :

VI.2.2.2. Aménagement en béton

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

Tableau VI.1 : estimation du cout de l'aménagement en béton.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux des terrassements	Déblai	m ³	39721.24	250.00	9 930 302.00
	Remblai	m ³	17592.2	700.00	12 314 540.00
Béton de propreté		m ³	465.48	8 000.00	3 723 840.00
Béton dosé à 350 kg/m ³		m ³	2259.60	32 000.00	72 307 200.00
THT					108 275 882.00
TVA 19%					20 572 418.00
TTC					128 848 300.00

VI.2.2.3. Aménagement en enrochement

Tableau VI.2 : estimation du cout de l'aménagement en enrochement.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux des terrassements	Déblai	m ³	7457.5	250.00	1 864 375.00
	Remblai	m ³	1364.28	700.00	957 096.00
Enrochement		m ³	18188.56	3 500.00	63 659 960.00
Géotextile		m/l	9186.14	1 100.00	10 104 754.00
THT					76 586 185.00
TVA 19%					14 551 375.00
TTC					91 137 560.00

VI.2.3. Choix de la variante d'aménagement

VI.2.3.1. Critères d'évaluation

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- **Efficacité hydraulique** : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- **Difficultés de réalisation** : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- **Enjeux environnementaux** : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.

- **Durabilité** : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- **Entretien** : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- **Coût** : correspond à l'appréciation du coût de construction.

VI.2.3.2. La variante choisie

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais du point de vue financier, la variante : canal en béton armé sera rejeté car le coût est plus élevé donc la projection d'un canal en enrochement paraît plus économique. On opte pour la variante d'un canal en enrochement car :

- Enrochement est une solution solide et durable.
- Plus économique.
- La simplicité de la réalisation.
- Une bonne perméabilité qui permet un drainage naturel suffisant.
- Formant une belle harmonie avec la nature.

✚ Donc le montant total du projet revient : **91 137 560.00 DA.**

Quatre-vingt et onze millions cent trente-sept mille cinq cent soixante Dinars Algériens.

VI.3. Organisation des chantiers

L'organisation de chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires à la réalisation du projet ; le matériel à utiliser, la main d'œuvre et les matériaux de construction. Et qui a pour objectif la bonne utilisation de ces moyens dans le but de rechercher ; la rapidité, la qualité et l'économie.

VI.3.1. Définition de la planification

C'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace, elle consiste :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VI.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**.

➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

VI.3.2.2. Construction du réseau

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

- Etablissement d'une liste des tâches ;
Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures ;
Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

VI.3.2.3. Différentes méthodes basées sur le réseau➤ **Méthode C.P.M (Méthode française)**

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

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

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

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

➤ **Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-Program Evaluation and Review Technical)**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VI.3.2.4. Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

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

DCP	t_r
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

t_r : Temps de réalisation de la tâche ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération.

$$\text{Avec : } \begin{cases} DCP_i + t_{r_i} = DFP_i \\ DCP_j = DFP_i \end{cases} \quad (\text{VI.6})$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

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

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum t_{r_{cc}} = DTP \end{cases} \quad (VI.7)$$

VI.3.3. Diagramme de Gantt

C'est un outil que l'ingénieur concepteur doit mettre à disposition, afin que toute personne concernée par le projet puisse visualiser et comprendre le déroulement des travaux. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce planning permet ainsi de voir :

- ❖ Les différentes tâches à envisager ;
- ❖ Les dates de début et de fin de chaque tâche ;
- ❖ La durée escomptée de chaque tâche ;
- ❖ Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement ;
- ❖ La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble ;

➤ Elaboration du réseau selon la méthode de C.P.M

Avant de commencer il nous faut établir un phasage des travaux, dont plusieurs types de contraintes peuvent intervenir.

- Contraintes techniques du point de vue hydraulique ;
- Contraintes techniques du point de vue réalisation génie civil ;
- Importance des enjeux touchés par les inondations ;
- Etalement des couts d'investissement.

En termes de contraintes hydrauliques il est conseillé de commencer s'il y a lieu en premier par la construction des ouvrages de rétention, et la réalisation des travaux d'aval en amont. Et en termes de génie civil, de prévoir les travaux dans la période de l'année ou le niveau d'eau est relativement bas.

Tableau VI.3 : Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	10
Travaux de terrassement à l'aval	B	30
Pose du lit de géotextile	C	25
Pose des enrochements	D	50
Travaux de terrassement à l'amont	E	15
Pose du lit de géotextile	F	20
Pose des enrochements	G	42
Déménagement du chantier	H	8

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède dans le phasage des travaux.

Tableau VI.4 : Succession des taches.

Opération	t_r (jours)	Précède
A	10	B, E
B	30	C
C	25	D
D	50	H
E	15	F
F	20	G
G	42	H
H	8	-

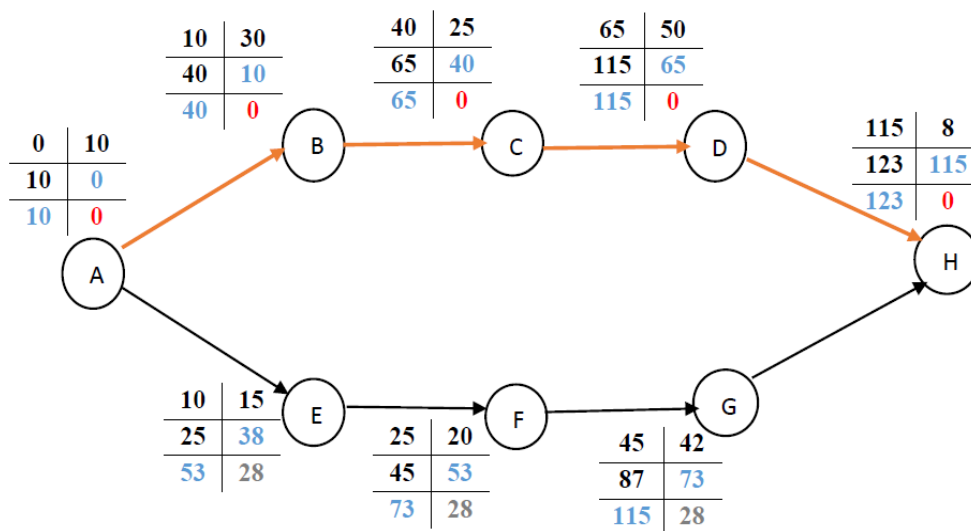


Figure VI.2 : Réseau de planification des taches par la méthode C.P.M.

✚ Le chemin critique est A-B-C-D-H, avec un temps de réalisation égal à :

$$\sum t_{r_{cc}} = 123 \text{ jours.}$$

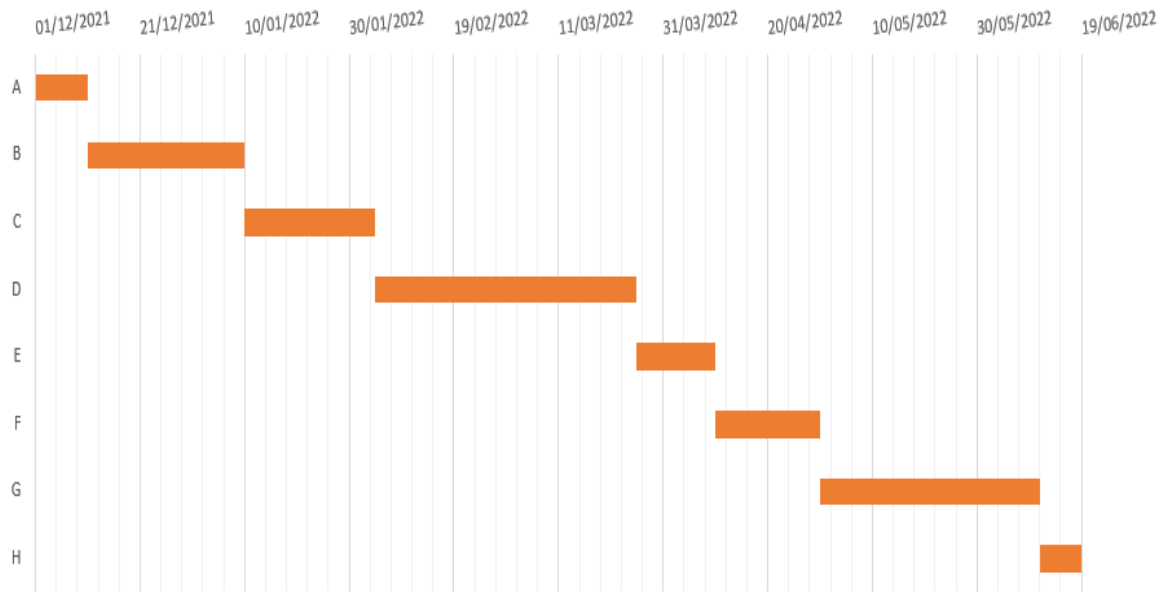


Figure VI.3 : Diagramme de Gantt.

VI.4. Sécurité de travail

Les accidents du travail et maladies professionnelles ont des conséquences énormes sur les plans humain et économique. D'abord, pour le travailleur, ensuite, pour l'entreprise. L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Ces causes sont la somme de différents facteurs classés en deux catégories distinctes :

- Facteur matériel.
- Facteur humain.

La prévention des risques professionnels et l'amélioration des conditions de travail participent à la valorisation des métiers et au maintien d'emplois de qualité. Donc, L'employeur est obligé d'assurer la sécurité et la santé des travailleurs dans tous les aspects liés au travail.

VI.4.1. Les causes des accidents

Les causes liées au facteur matériel concernent les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail et qui proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier.
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien.
- De l'exécution du travail, difficultés particulières.
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

Le facteur humain concerne les actions dangereuses dont certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances, ou selon son humeur personnelle.

a) Les conditions dangereuses

CD n°1 : Installation non protégée.

Ex : Absence de carters sur les lames et valant des scies à ruban.

CD n°2 : Installation mal protégée.

Ex : Ancien interrupteur à couteaux.

CD n°3 : Protection individuelle inexistance.

Ex : Absence tabouret isolé dans une cabiné haute tension.

CD n°4 : Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : Echelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

CD n°5 : Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : Installation électrique en fil souple.

CD n°6 : Matière défectueuse.

Ex : Nœud dans une planche à toupiller.

CD n°7 : Stockage irrationnel.

Ex : Empilage des couronnes de fil machine sur une grande hauteur.

CD n°8 : Mauvaise disposition des lieux.

Ex : Escalier trop étroit.

CD n°9 : Eclairage défectueux.

Ex : Eclairage individuel du poste de travail sans éclairage générale.

CD n°10 : Facteurs d'ambiances impropres.

Ex : Vapeur dans les blanchisseries.

CD n°11 : Condition climatiques défavorables.

Ex : Pose d'une antenne de télévision sur un toit givré.

b) Les actions dangereuses

AD n°1 : Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.

Ex : Graisser en marche.

AD n°2 : Intervenir sans précaution sur des installations sous tension ou contenant des substances inflammables ou toxiques.

Ex : Ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension.

AD n°3 : Agir sans prévenir ou sans autorisation.

Ex : Pénétrer dans un silo sans avertir

AD n°4 : Neutraliser les dispositifs de sécurité.

Ex : Travaux d'entretien dans un malaxeur sans cadenasser l'interrupteur.

AD n°5 : Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : Meuler sans lunettes.

AD n°6 : Mauvaise utilisation d'un outillage, engin.

Ex : Tirer un wagonnet au lieu de le pousser.

AD n°7 : Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue.

AD n°8 : Adopter une position peu sûre.

Ex : Transport de personnel sur la plate-forme d'un camion charge de gros matériel.

AD n°9 : Travailler dans une attitude inappropriée.

Ex : Utiliser une caisse pour atteindre un objet hors de portée.

AD n°10 : Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : Cadence de travail trop rapide.

VI.4.2. Organisation de La prévention des accidents du travail

La prévention des accidents de travail regroupe les actions individuelles ou collectives qui évitent l'apparition d'un danger liée au travail effectué ou à son environnement, ou en diminue les impacts.

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

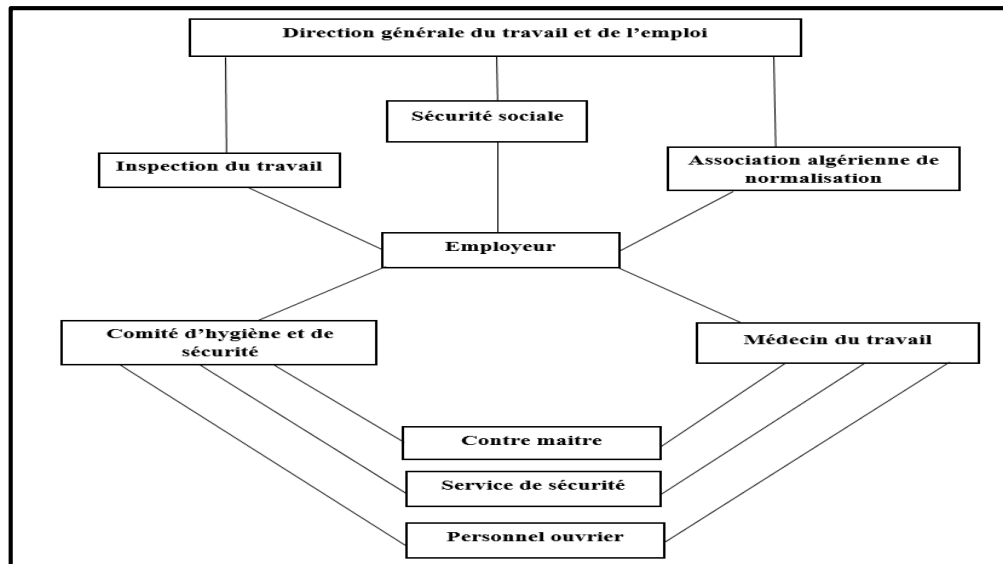


Figure VI.4 : Organisation de La prévention des accidents du travail.

VI.5. Conclusion

L'étude technico-économique nous a permis de choisir la variante d'aménagement afin de protéger les localités de la ville de Beni Slimane contre les inondations et assurer une évacuation rapide du flux de la crue vers l'exutoire.

Ce chapitre nous a indiqué l'importance et la nécessité de l'organisation de chantier avant d'entamer les travaux

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des coûts d'investissement initiaux.

A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le coût global du projet d'aménagement d'Oued Benloulou et de ses affluents qui est de **91 137 560.00 DA** pour un délai de réalisation de **123 jours**.

Conclusion générale

Conclusion générale

La protection contre les inondations est de protéger les vies humaines, les biens publics et privés ; désenclaver la ville à protéger ; créer des nouveaux espaces pour l'urbanisme et promouvoir le développement local.

C'est pour ces multiples raisons que nous sommes occupés de cette question qui pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

Pour pallier au problème d'inondation qui se pose dans la ville de Beni Slimane, nous avons d'abord commencé par une présentation de la zone d'étude afin de situer les endroits les plus vulnérables. Une évaluation des débits a été réalisée pour un dimensionnement adéquat du système d'évacuation.

Par la suite, un aménagement adéquat après une étude de variantes qui nous avons fait par le logiciel HEC-RAS, et son organisation de chantier ont été proposés pour la protection de la ville contre ce phénomène destructif.

Le projet de réalisation des aménagements s'étale sur un délai de 4 mois et 12 jours, pour un cout de **91 137 560.00 DA**.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- « Manuel pratique d'hydrologie » de Dr. B. Touaibia- Mars 2004.
- Mohamed Meddi, Abdelkader Khaldi et Hind Meddi / Modelling Soil Erosion, Sediment Transport and Closely Related Hydrological Processes (Proceedings of a symposium held at Vienna, July 1998). IAHS Publ. no. 249, 1998.
- Armando LENCASTRE, Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996.
- Ammari.A. Cours 3_Calcul des canaux non revêtus (Hydraulique Fluviale 4eme année ENSH 2019).
- Ammari.A. Cours 5_Aménagements des Cours d'eau Naturels (Hydraulique Fluviale 4eme année ENSH 2019).
- HEC-RAS Users manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 5.0 january 2018.
- BENLOUAKLI. Cours management de projet, 5 eme année, ENSH2021.
- KAHLERRAS.D. Cours Sécurité de travail, 5 eme année, ENSH2021.

Annexe

Annexe N°1

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .
Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70