

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option: CONCEPTION DES OUVRAGES HYDRAUTECHNIQUES

THEME :

ETUDES DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS

DE LA VILLE DE AIN EDDIS BOUSSAADA

WILAYA DE (M'SILA).

Présente par:

- M^r AIT MOHAMED AMER Mohamed

Devant le membre de jure

Nom et Prénoms

- M^r HADJ SADOK Ahmed

- M^r ZEROUAL Ayoub

- M^r BOUZIANE Mamar

- M^{me} DJOUDAR Dahbia

Grade

M.C.A

M.C.A

M.A.A

M.C.A

Qualité

Président

Membre

Membre

Promotrice

Session: Septembre 2020.

Dédicace

Chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler de toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à : **mes parents** pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse Un spécial dédicace pour :*

*Ma sœur **RYMA***

*Mes frères **AMAR et SAMIR***

*Mes amis **tipana djilali mamati saadiya baawida taze mohamed et bien sur kafta***

A mes amis de l'ENSH et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation et tous qui sont dans mon cœur et tous ceux que j'ai oubliés dans mon mémoire et qui resteront à jamais gravés dans ma mémoire et tous les amies d'enfance jusqu'à ce jour.

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mme DJOUDAR** pour l'aide qu'elle m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail.*

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

*Un grand remerciement à celui qui nous a permis de réaliser cette expérience avec **CTH Mr M. YAHYA**.*

*Je remercie tous le personnel de l'ANBT/CTH pour leurs conseils et orientations et spécialement, **Mme OUIZA** et **Mme AMEL**.*

*Un remerciement spécial à **Mr AMARI**.*

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2020, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : **M.MASSOUD, H.HICHEM, L.OUSSAMA, ISLEML**, et les autres ...*

RESUME :

La présente étude se veut une contribution à la résolution de la problématique des inondations de crues de la base aérienne de AIN EDDIS BOUSSAADA, wilaya de M'Sila. Pour cela il devient nécessaire de proposer un aménagement efficace afin de limiter les dégâts.

l'objectif principal est de proposer des solutions d'aménagement de l'oued Boussaada qui s'inscrivent dans le domaine de la lutte et de la protection contre les crues.

Pour ce faire ,il était incontournable de procéder à l'analyse des précipitations maximales journalières et la détermination du débit de la crue centennale, qui ont constitués la base de données ayant servie à la modélisation hydraulique du cours d'eau par le logiciel HEC-RAS.

Une description des variantes d'aménagement a été proposée et a permis de choisir la variante la plus intéressante d'un point de vue technico-économique et qui porte sur le canal trapézoïdal en béton.

Mots clés: Inondation, Précipitation, Protection, Crue, Modélisation, oued Boussaada.

ص خلملا:

تهدف هذه الدراسة إلى المساهمة في حل مشكلة الفيضانات من القاعدة الجوية عين إدريس بوسعدة بولاية مسيلة. لهذا يصبح من الضروري اقتراح ترتيب فعال للحد من الضرر.

الهدف الرئيسي هو توفير حلول تطويرية لوادي بوسعدة التي هي جزء من مجال السيطرة على الفيضانات والحماية منها.

للقيام بذلك ، كان من الضروري تحليل الحد الأقصى من هطول الأمطار اليومي وتحديد معدل تدفق فيضان 100 عام ، والذي شكل قاعدة البيانات المستخدمة للنمذجة الهيدروليكية للمجرى المائي باستخدام تجمنا تيكيلورديها.

تم اقتراح وصف لمتغيرات التخطيط وجعلت من الممكن اختيار المتغير الأكثر إثارة للاهتمام من وجهة نظر فنية واقتصادية والذي يتعلق بالقناة الخرسانية شبه المنحرفة.

الكلمات المفتاحية: فيضان ، هطول ، حماية ، فيضان ، نمذجة ، وادي بوسعدة

Abstract:

This study is intended to be a contribution to the resolution of the problem of flooding from the AIN EDDIS BOUSSAADA air base, in the wilaya of M'Sila. For this it becomes necessary to propose an effective arrangement in order to limit the damage.

the main objective is to provide development solutions for the Boussaada wadi which are part of the field of flood control and protection.

To do this, it was essential to analyze the maximum daily precipitation and determine the flow rate of the 100-year flood, which formed the database used for hydraulic modeling of the watercourse using the HEC-RAS software.

A description of the layout variants was proposed and allowed to choose the most interesting variant from a technical and economic point of view and which relates to the trapezoidal concrete channel.

Keywords: Flood, Precipitation, Protection, Flood, Modeling, Oued Boussaada.

SOMMAIRE :

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I: Généralités sur les inondations

I.1 Introduction.....	3
I.2 Inondations.....	3
I.2.1 Définition	3
I.2.2 Types d'inondations.....	3
I.3 Les Crues.....	4
I.3.1 Les éléments descriptifs d'une crue.....	4
I.4 Cours d'eau	5
I.4.1 Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau	5
I.5 Causes des inondations	7
I.6 Conséquences des inondations	7
I.7 Conclusion.....	8

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1 Introduction.....	9
II.2 Etude topographique	9
II.2.1 Situation géographique du site.....	9
II.3 Etude géologique et hydrogéologique	10
II.3.1 Formations géologiques	10
II.3.2 Cadre hydrogéologique	11
II.4 Sismicité du site	12
II.5 Conclusion	13

Chapitre III: Etude Hydrologique

III.1 Introduction.....	14
III.2 Le bassin versant	14
III.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant	14
III.2.2 Caractéristiques physiographiques du bassin versant	15
III.2.2.1 Caractéristiques géométriques	15
III.2.2.2 Caractéristiques de forme	16
III.2.2.3 Relief.....	17
III.2.3 Caractéristiques du réseau hydrographique	22
III.2.4 Temps de concentration du bassin versant t_c	24
III.3 Caractéristiques climatologiques	26
III.4 Etude pluviométrique	27
III.4.1 Répartition des pluies annuelles et mensuelles	27
III.4.2 Précipitations maximales journalières	28
III.4.2.1 Ajustement statistique.....	29
III.4.2.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi (Galton).....	29
III.4.2.3 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi (Gumbel).....	30
III.4.2.4 Comparaison graphique pour les deux lois	31
III.4.3 Test de validité d'un ajustement	32
III.4.4 Résultat d'ajustement à la (loi log normale).....	32
III.5 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités	33
III.6 Apport liquide	34
III.7 Apport solide en suspension	35
III.8 Etude des crues	35
III.9 Hydro-grammes des crues	42
III.10 Conclusion.....	45

Chapitre IV: Etude Hydraulique

IV.1 Introduction.....	46
IV.2 Généralités sur les écoulements à surface libre	46
IV.2.1 Ecoulement à surface libre.....	46
IV.2.2 les canaux	46
IV.2.3 Types d'écoulements	46
IV.2.3.1 Variabilité dans le temps.....	47
IV.2.3.2 Variabilité dans l'espace	48
IV.2.4 Régime d'écoulement	48
IV.3 Dimensionnement des canaux	49
IV.3.1 Conditions de l'écoulement uniforme	49
IV.3.2 Formules de calcul	49
IV.4 Paramètres géométriques.....	52
IV.4.1 Choix de la section de meilleure conductivité	52
IV.4.2 Calcul des paramètres hydrauliques	54
IV.5 Calcul de la ligne d'eau	57
IV.5.1 L'équation de la ligne d'eau	57
IV.5.2 Différentes formes de courbes de remous	58
IV.5.3 Calcul de la surface d'eau	59
IV.6 Principe de fonctionnement du logiciel HEC RAS	60
IV.6.1 Démarche de la simulation.....	60
IV.6.1.1 Modélisation de la rivière.....	60
IV.6.1.2 Modélisation de l'écoulement.....	61
IV.6.1.3 Mise en marche de la simulation	61
IV.6.1.4 Visualisation des résultats et constatation.....	61
IV.6.1.5 Données hydrométriques et conditions aux limites.....	63
IV.7 Résultats des simulations	63
IV.8 Conclusion	67

Chapitre V: Etude des variantes

V.1 Introduction.....	68
V.2 Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude	68
V.2.1 Choix le type d'aménagement envisageable	68
V.2.2 Les formules de dimensionnement des canaux.....	68
V.2.3 Choix des paramètres de dimensionnement.....	69
V.2.3.1. La pente du projet.....	69
V.2.3.2. Le coefficient de rugosité	70
V.2.3.3. Marge de sécurité dans les canaux (Revanche)	70
V.2.3.4. Vitesse d'érosion	70
V.3 Etudes des variantes.....	71
V.3.1 Première variante : canal en béton armé.....	71
V.3.1.1 Dimensionnement.....	71
V.3.1.2. Paramètres de l'écoulement.....	72
V.3.1.3 Estimation du coût de la variante.....	73
V.3.2. La deuxième variante : canal en gabion.....	73
V.3.2.1. Avantages des structures en gabion.....	73
V.3.2.2 Dimensionnement.....	74
V.3.2.3. Estimation du coût de la variante.....	74
V.4 Choix de l'aménagement	74
V.4.1. Critères d'évaluation.....	75
V.4.2 La variante choisie.....	75
V.5 Conclusion	75

Chapitre VI: Organisation de chantier

VI.1 Introduction.....	76
VI.2 Organisation technique et données préparatoires.....	76
VI.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	76

VI.4 Travaux de réalisation.....	77
VI.5 Les moyens de chantier.....	77
VI.6 Planification.....	79
VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération.....	79
VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux.....	80
VI.6.3 Techniques de la planification.....	80
VI.6.4. Symboles des différentes opérations.....	81
VI.7 Conclusion.....	83
Conclusion générale.....	84
Bibliographie	86
Annexe.....	88

Liste des tableaux

Chapitre I: Génialités sur les inondations

Tableau I. 1 : Conséquences des inondations.....	7
---	---

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau. II. 1: valeurs de l'accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage....	13
--	----

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III. 1 : Coordonnées géographiques de l'exutoire.....	14
Tableau III. 2 : Caractéristiques des sous bassins	16
Tableau III. 3 : Paramètres géométriques des trois sous bassin versant.....	17
Tableau III. 4 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SBV N°1.....	18
Tableau III. 5 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SBV2.....	19
Tableau III. 6 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SBV3.....	19
Tableau III. 7 : Pente moyenne des trois sous bassin versant.....	20
Tableau III. 8: Classification du relief.....	21
Tableau III. 9: Temps de concentration t_c	26
Tableau III. 10 : Distribution mensuelle de la température en °C.....	26
Tableau III. 11 : Répartition mensuelles de la pluie moyenne.....	27
Tableau III.12: Caractéristiques de la station pluviométrique de Bou saada.....	27
Tableau III. 13 : Résultat du test de khi carré pour les trois lois.....	32
Tableau III. 14 : Caractéristiques de la série pluviométrique période (100 ans).....	32
Tableau III. 15 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour.....	33
Tableau III. 16 : Précipitations maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence du SBV1.....	33
Tableau III. 17 : Précipitations maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence du SBV2.....	34
Tableau III.18 : Précipitations maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence du SBV3.....	34
Tableau III. 19 : Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques.....	35
Tableau III.20 : Apport solide de chaque sous bassins.....	35
Tableau III.21 : Valeur de γ en fonction des caractéristiques des bassins versants.....	37

Tableau III.22: Débits de point pour différentes périodes de retour.....	37
Tableau III. 23 Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	41
Tableau III. 24: Débits de pointe optée.....	41
Tableau III.25 : Valeurs des débits maximums obtenues par différentes méthodes.....	41
Tableau III.26 : Temps de montée et décrue pour chaque bassin.....	42
Tableau III. 27 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin SBV1.....	42
Tableau III. 28 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin SBV 2.....	43
Tableau III. 29 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassinSBV3.....	44

Chapitre IV: Etude Hydraulique

Tableau IV. 1 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h.....	53
Tableau IV. 2 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	54
Tableau IV. 3 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.....	54
Tableau IV. 4 : Conditions de classification des courbes de remous.....	58

Chapitre V: Etude des variantes

Tableau V. 1 : valeurs du coefficient de rugosité.....	70
Tableau V. 2 : Revanches utilisées.....	70
Tableau V. 3 : Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés.....	70
Tableau V. 4 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1 pour une pente de 3.32%.....	71
Tableau V. 5 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1 pour une pente de 0.7%	72
Tableau V. 6 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2 pour une pente de 0.76.....	72
Tableau V. 7 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2 pour une pente de 0.12.....	72
Tableau V. 8 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 1.....	72
Tableau V. 9 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 2.....	73
Tableau V. 10 : Devis de la variante (canal en béton armé).....	73
Tableau V. 11 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 1 avec un canal en gabion	74
Tableau V. 12 : Paramètres d'écoulement de la variante en gabion de l'affluent 2.....	74

Tableau V. 13 : Devis de la variante (canal en gabion).....	74
--	----

Chapitre VI: Organisation de chantier

Tableau VI. 1 : les engins utilisés.....	78
Tableau VI. 2 : Symboles des opérations	82
Tableau VI. 3 : Succession des taches.....	82

Liste des figures

Chapitre I: Génialités sur les inondations

Figure I. 1 : Représentation de l'hydro-gramme de crue.....	4
Figure I. 2 : Les éléments descriptifs d'une crue simple.....	5
Figure I. 3 : Lits des cours d'eau.....	6
Figure I. 4 : Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau.....	6

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II.1: Localisation de la ville de Bou Saâda.....	10
Figure II. 2: Extrait de la carte géologique.....	11
Figure II.3: carte zonage sismique du territoire national.....	12

Chapitre III: Etude Hydrologique

Figure III. 1 : Délimitation des sous bassins du bassin versant de la ville de bou saada.....	15
Figure III. 2: Courbe Hypsométrique du SBV1.....	18
Figure III. 3 : Courbe Hypsométrique du SBV1.....	19
Figure III. 2 : Courbe Hypsométrique du SBV3.....	20
Figure III. 3 : Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Bou saada.....	23
Figure III. 4 : Répartition mensuelle de la température période (2001-2012).....	27
Figure II. 1: Carte pluviométrique de la zone d'étude de l'année 2005.....	28
Figure III. 8 : Ajustement à la loi log normale des pluies maximales année (1976/2012) sur l'ensemble du bassin versant.....	30
Figure III. 9: Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales année (1976/2012) sur l'ensemble du bassin versant.....	31
Figure III.10 : Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel.....	31
Figure III. 11 : Hydro-gramme de crue du SBV1.....	40
Figure III. 12 : Hydro-gramme de crue du SBV2.....	41
Figure III. 13 : Hydro-gramme de crue du SBV3.....	42

Chapitre IV: Etude Hydraulique

Figure IV. 1 : Classification des écoulements à surface libre.....	47
Figure IV. 2 : Schémas des écoulements permanent et non permanent.....	47
Figure IV. 3 : Canal à forme rectangulaire.....	52
Figure IV. 4 : Canal à forme trapézoïdale.....	53
Figure IV. 5 : Différents types de courbes de remous.....	59
Figure IV. 6 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	60
Figure IV. 7 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 1.....	61
Figure IV. 8 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l'affluent 1.....	62
Figure IV.9 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l'affluent 2.....	63
Figure IV.10 : Sections en travers du canal1 ^{er} Affluent (axe3).....	64
Figure IV.11 : Sections en travers du canal1 ^{er} Affluent (axe3).....	64
Figure IV.12 : Sections en travers du canal1 ^{er} Affluent (axe3).....	65
Figure IV.13 : Sections en travers du canal2 ^{eme} Affluent (axe 1)	65
Figure IV. 14 : Sections en travers du canal2 ^{eme} Affluent (axe 1)	66
Figure IV. 15 : Sections en travers du canal2 ^{eme} Affluent (axe 1)	66
Figure IV. 16 : Sections en travers du canal2 ^{eme} Affluent (axe 1)	67

Chapitre V: Etudes des variantes

Figure V. 1 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses	69
Figure V. 2 : Coupe en travers d'un canal en béton armé.....	71
Figure V. 3 : Coupe en travers d'un canal en gabion.....	74

Chapitre VI: Organisation de chantier

Figure VI. 1 : Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.....	83
--	----

Liste des abréviations

CTH : contrôle technique d'hydraulique

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques

ONM : Agence nationale métrologique

B.V : Bassin versant

Q : Débit

Min Ch. El : La cote de lit

W.S.Elev : La cote de ligne d'eau

Crit.W.S : La ligne critique

Vel Chn : Vitesse de l'écoulement

Flow Area : La surface

Fr : Nombre de Froude

RPA : Règlementation parasismique algérienne

Tmin : Température minimale

Tmax : Température maximale

Tmoy : Température moyenne

Vmoy : Le vent moyen

P : précipitation mensuelle

Liste des planches

Planche N°01: Plan de masse.

Planche N°02: Profile en long AXE01.

Planche N°03: Profile en long AXE03.

Planche N°04: Profile en travers AXE01.

Planche N°04: Profile en travers AXE03.

Liste des annexes

ANNEXE 01 : Répartition pluies maximales journalière et annuelle de la station de Ain eddis

ANNEXE 02 :

Tableau 1: Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS (affluent 1- axe 3)

Tableau 2: Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS (affluent 2- axe1)

Introduction générale

Introduction générale :

L'Algérie ,un pays en voie de développement ,est menacée par les phénomènes de crues et d'inondations qui surviennent quand on s'y attends le moins. Ces évènements destructeurs dans la majeure partie du temps, catastrophiques engendrant un ralentissement du développement économique et social. Les inondations catastrophes naturelles les plus dévastatrices et fréquentes provoquent d'importants dégâts ,pertes humaines et matériels.

Un cours d'eau est constitué de trois éléments morphologiques différents : le lit mineur occupé en permanence par les eaux ; le lit majeur saisonnier, inondé à peu près tous les ans, en période de crue ; le lit majeur exceptionnel, où l'écoulement ne s'effectue que lors de grandes crues (CTH,2015).

Ces trois zones sont susceptibles d'être modifiées par des changements climatiques ou par des transformations consécutives dues à l'activité humaine. Ainsi les multiplications de surfaces revêtues (routes et pistes d'aérodrome) diminuent la perméabilité d'ensemble du bassin et rend alors les crues beaucoup plus brutales. Une plaine d'inondation ou plaine alluviale est une vaste étendue de terrain sablonneux, graveleux et argileux qui recouvre le fond d'une vallée. Les plaines d'inondation se forment lorsqu'un cours d'eau sillonnant une vallée sort de son lit mineur et se répand sur son lit majeur. Il entre alors en crue et recouvre de limons de débordement de la plaine alluviale. En se retirant, le cours d'eau dépose des sédiments (sable, gravier, argile) qui enrichissent le sol de la plaine, qui est généralement très fertile.

En période de crue, le chenal d'écoulement ne suffit plus pour évacuer le brusque afflux des eaux provenant du bassin de réception. Le fleuve déborde alors de son lit mineur et inonde les rives. Dans les régions tempérées, les crues normales d'un fleuve peuvent être notablement amplifiées si des pluies abondantes affectent simultanément les bassins de réception des cours d'eau et de leurs affluents : tel fut le cas de la Seine en 1910 (CTH,2015).

Les aménagements des cours d'eau voient le jour de plus en plus en Algérie, car dernièrement l'état a donné beaucoup d'importance à ces contraintes majeures qui ralentissent le développement économique et social du pays, cet investissement qui coute cher aux autorités a un double avantage, le premier se caractérise dans le cadre de développement de l'environnement dans un aspect touristique donnant un nouveau souffle aux habitants et deuxièmement la protection des villes contre les inondations.

Oued Bou saada est parmi les grands cours d'eau en Algérie. Il a connu ces dernières années une augmentation intense de la densité d'habitation au niveau des deux rives, ce qui a augmenté sa vulnérabilité vis-à-vis les débordements.

Dans le présent mémoire, l'approche adoptée s'est basée sur le plan de travail qui se subdivise en plusieurs parties comme suit :

- la première étape est consacrée à la présentation détaillée de la zone d'étude, suivie d'une étude hydrologique qui permet de prévoir les débits des crues d'Oued Bousaada correspondants aux différentes périodes de retours qui sera basée sur une analyse statistique fréquentielle des données pluviométriques disponibles.
- Ensuite, la deuxième étape, porte sur une étude hydraulique qui consiste à avoir les hauteurs des tirants d'eaux correspondantes aux débits prévus précédemment.
- Modélisation hydraulique des lames d'eaux et établissement d'une carte des zones inondables en associant les fonctionnalités des deux logiciels Civil 3D et HEC-RAS.
- A la lumière des résultats obtenus des solutions seront proposées sous forme de différentes variantes et choisir la plus adéquate.
- Enfin, une étude d'organisation de chantier visant à gérer le bon déroulement du projet sera proposée au dernier chapitre afin d'avoir une idée sur les délais de réalisation de l'aménagement.

Chapitre I

Généralité sur les inondations

I.1. Introduction :

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont de plus en plus fréquents. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Il n'existe pas de régions susceptibles d'être prémunies contre de tels risques en raison de leur caractère imprévisible. En attendant, les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

I.2. Inondations :

I.2.1. Définition :

Correspond à la submersion de terrains à la suite d'épisodes pluvieux importants ou d'accidents (rupture accidentelle d'un endiguement protégeant des terrains sous le niveau normal des eaux, rupture de barrage). L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, La vitesse du courant et la durée de la crue. Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines (Lhomme,2011).

I.2.2. Types d'inondations :

On distingue plusieurs types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne :

- ◆ **Montée lente des eaux en région de plaine :** Les inondations de plaine se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. Il s'agit d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Causée, d'une part par une saturation des nappes phréatiques et des crues et décrues très lentes d'autre part (Lhomme,2011).
- ◆ **Inondation par crues torrentielles :** Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité. Causée par des crues très rapides sur un bassin versant à forte pente (Lhomme,2011).
- ◆ **Par stagnation des eaux pluviales :** La stagnation d'eaux pluviales est liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau d'eaux pluviales lors de pluies anormales. Causée par des crues lentes sur un bassin versant à faible pente (Lhomme,2011).
- ◆ **Le ruissellement pluvial en secteur urbain :** Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines. Causée par des épisodes orageux violentes (Lhomme,2011).

- ♦ **Par rupture d'un ouvrage artificiel hydraulique:** L'inondation est aussi causée parfois par la défaillance d'un barrage ou d'un autre ouvrage hydraulique, quand un véritable mur d'eau peut dévaler le lit de la rivière. Comme c'est à prévoir, un tel accident, presque toujours imputable à l'erreur humaine dans la conception, la construction ou l'exploitation de l'ouvrage, a des résultats désastreux en raison de sa soudaineté et de son ampleur (Lhomme,2011).

I.3. Les Crues :

La crue correspond à l'augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau suite à de fortes pluies ou une fonte de neige. Elle est caractérisée par son hydro gramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. D'où la partie montante de cet hydro gramme représente « la crue », et la partie descendante étant « la décrue ». Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume (Lhomme,2011).

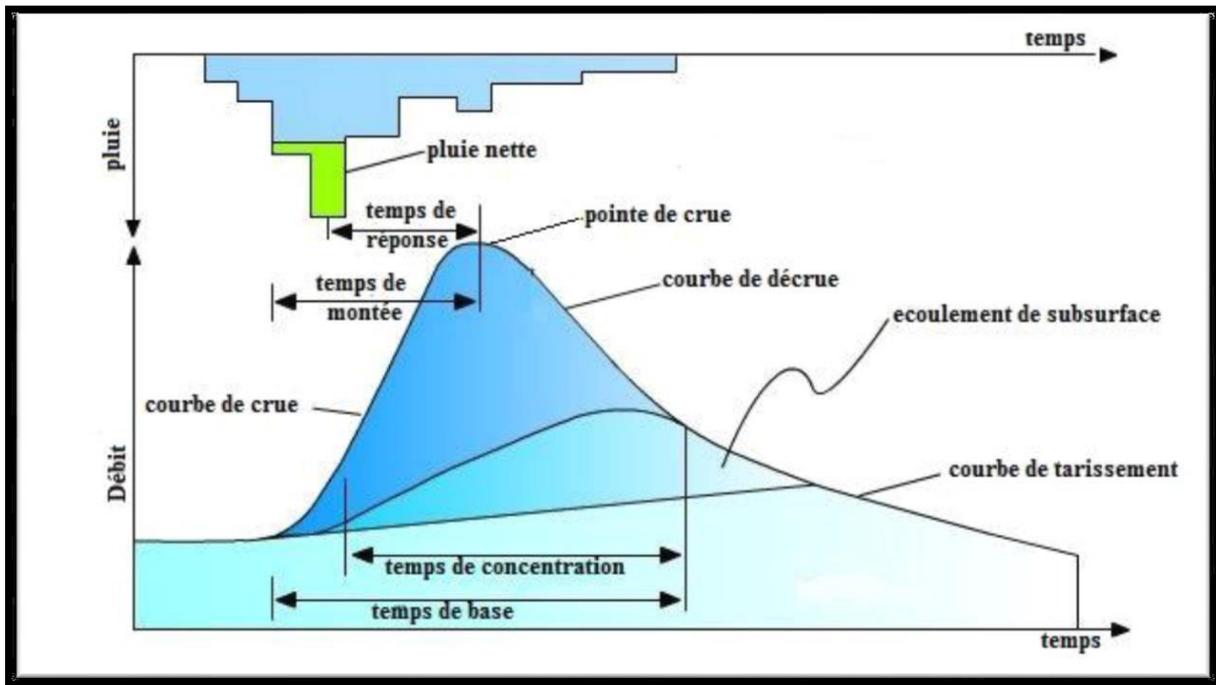


Figure I.1 : Représentation de l'hydro-gramme de crue
(<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0304/optsee/bei/4/html/groupe/projgr.htm>)

I.3.1. Les éléments descriptifs d'une crue :

Une crue est décrite par quatre éléments sont :

- ✓ **Temps de concentration :** qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau, portant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.
- ✓ **Pointe de crue :** puissance de la crue et durée de la période critique.
- ✓ **Courbe de tarissement :** retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- ✓ **Fréquence de crue :** une crue centennale a chaque année 1 chance sur 100 de se produire.

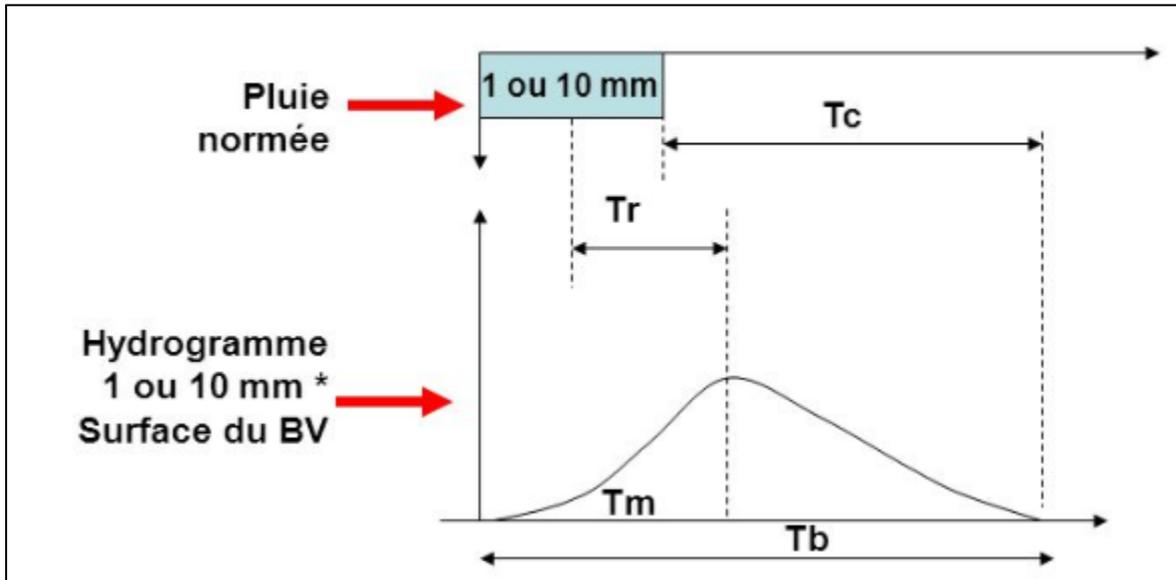


Figure I.2 : Les éléments descriptifs d'une crue simple

(<https://www.google.com/search?q=hydrogramme>)

I.4. Cours d'eau :

Un cours d'eau est un terme général désignant tous les chenaux naturels, superficiels ou souterrains, qui conduisent de l'eau de façon temporaire ou permanente.

I.4.1. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau :

- ✓ **Lit d'un cours d'eau** : Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitèremment. On distingue trois types de lits :

a. Lit mineur : Espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement. Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son lit mineur (basses eaux et débit moyen annuel).

b. Lit moyen : limité par des talus, correspond au lit occupé par les **crues fréquentes** à **moyennes** (périodes de retour comprises entre 2 et 10 ans) qui peuvent avoir une vitesse et une charge solide importantes.

c. Lit majeur : Espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue historique répertoriée. Il est occupé par un cours d'eau lors d'une inondation. Il peut être scindé en deux zones :

- Une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur, où le courant a une forte vitesse ;

- Une zone de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est-à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval.

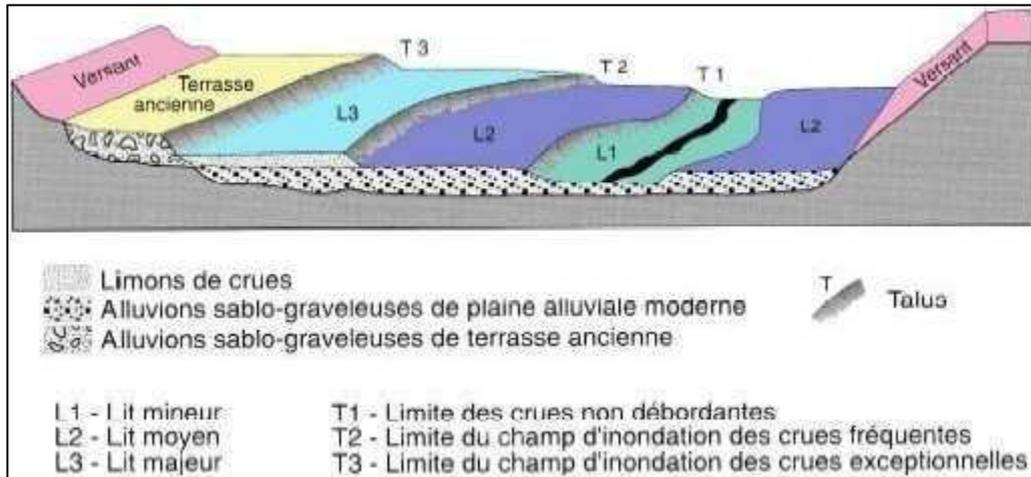


Figure I.3 : Lits des cours d'eau

(<http://www.occitanie.developpement-durable.gouv.fr/methode>)

- ✓ **Rive – berge :** Une berge est le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.
- ✓ **Alluvions et substratum :** Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (grès, marnes...).
- ✓ **Ripisylve :** C'est la formation végétale naturelle abondante et variée située sur la rive. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit.

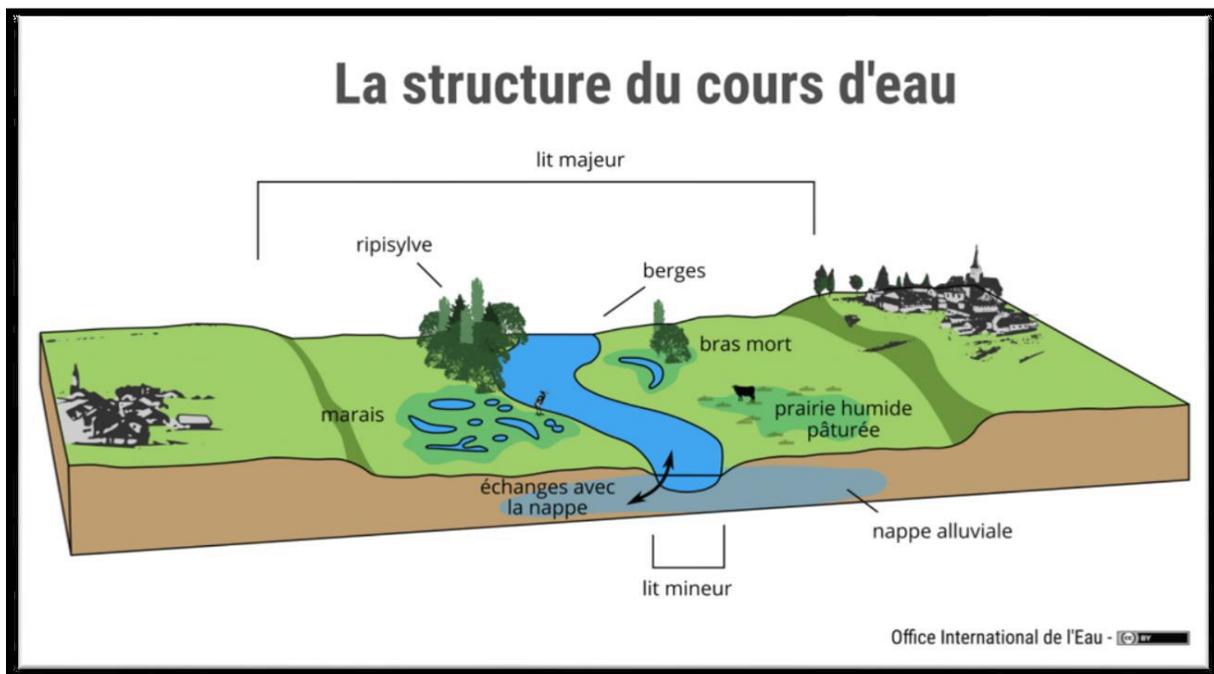


Figure I.4 : Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

(<https://www.sybtb.fr/le-territoire/fonctionnement-des-cours-deau>)

I.5. Causes des inondations :

- ◆ **Causes d'origine naturelle :** Elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que les pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges,... etc.
- ◆ **Causes d'origine humaine directe :** Elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- ◆ **Causes d'origine humaine indirecte :** Elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraîne la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

I.6. Conséquences des inondations :

Les inondations touchent presque tous les pays du monde avec des influences très différentes. L'aléa présente des impacts importants sur la société, les dommages qu'elles engendrent atteignent plusieurs secteurs : le secteur de la santé et vie, le secteur socio-économique et le secteur environnement.

Tableau I. 1 : Conséquences des inondations (SERIR , 2013)

Secteurs	Conséquences
Santé et vie	Propagation des maladies infectieuses et psychologiques
	Manques d'hygiène
	Blessures physiques
	Décès
	Malnutrition
Socio-économique	Destructions des infrastructures
	Baisse d'emploi à long terme
	Menace le développement des villes et des villages
	Migration
	Pertes financières
Environnement	Destruction des cultures
	Pertes animales
	Contaminations des eaux

I.7. Conclusion :

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifestera.

Afin de se prémunir des dommages que peut engendrer une inondation, le meilleur moyen est la prévention et la précaution dans le but de minimiser son impact dans le cas où ça se produit

L'inondation fait partie des risques naturels, c'est le premier risque naturel tant par l'importance des dégâts provoqués que par le nombre de personnes touchées « accidentées et ou décédées » ce qui entraîne des pertes financières .

L'application de tous les moyens de prévention doit être cohérente localement et à l'échelle du bassin versant.

De ce fait ,la prévision des inondations consiste donc principalement en une observation continue des précipitations, meilleur outil d'aide à la prise de décision.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction :

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets comme plans, cartes, profils et documents qui permettront en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site.

II.2. Etude topographique :

II.2.1. Situation géographique du site :

La zone d'étude de Ain El Eddis se situe au nord de la ville de Boussaada wilaya de M'sila, elle est limitée administrativement figure (II.1):

- Au nord par la daïra de CHELAL.
- A l'est par la wilaya de M'SILA.
- Au sud par la wilaya de BOU SAADA .
- A l'ouest par la daïra de AIN FEKA

Sa situation géographique est déterminée à partir de la carte d'état-major d'AIN EL EDDIS l'échelle 1/50000, elle est définie par :

Les coordonnées-UTM :

- X=591.253 km.
- Y=3873.499 km.
- Z=470 m.

Les coordonnées géographique :

- LONGITUDE entre $35^{\circ}15'$ et $35^{\circ}20'$ (Est)
- LATITUDE entre $4^{\circ}15'$ et $4^{\circ}10'$ (Nord)

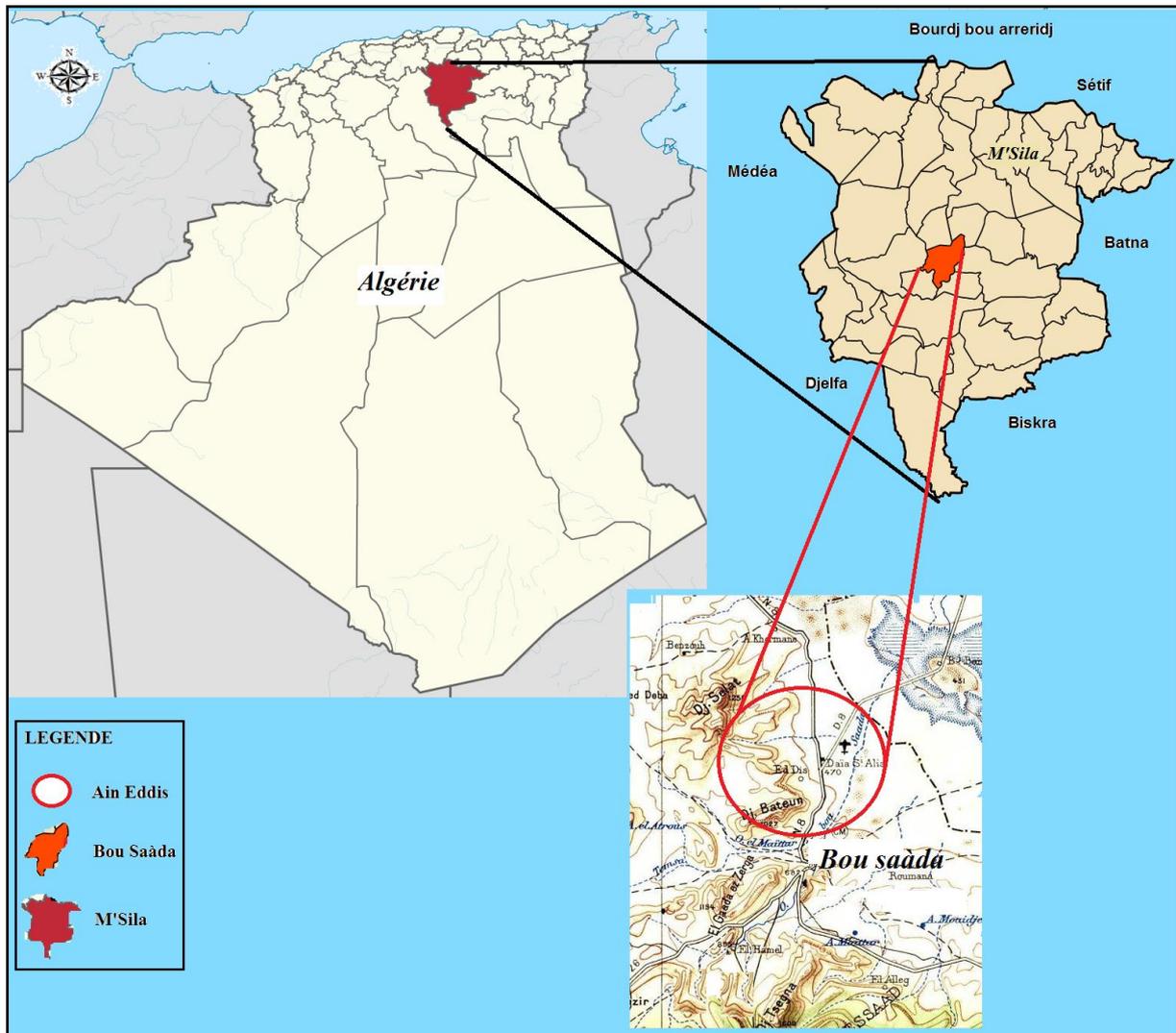


Figure II.1: Localisation de la ville de Bou Saâda .

II.3. Etude géologique et hydrogéologique :

Dans le cadre de l'étude de protection de la base aérienne de Ain Eddis localisée dans la ville de Boussada wilaya de Msila, une prospection géologique et hydrogéologique a été faite dans le but de reconnaître les formations géologiques et définir les caractéristiques hydrogéologiques du site.

L'étude a été effectuée par l'Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique de la wilaya d'Oran en 2015.

II.3.1. Formations géologiques :

Après prospection et collecte des données, la lithologie stratigraphique est synthétisée de haut en bas ,comme suit figure (II.2):

- ❖ **Quartenaire récent et ancien** : caractérisé par une formation alluvionnaire formée de galets, graviers, conglomérats polygéniques, hétérométriques avec argiles brunes, beige sableuses. Ces alluvions sont de tailles différentes dues à des accumulations des

dépôts d'oued. Cette formation est caractérisée par une grande porosité, d'où une grande perméabilité. Son épaisseur est de l'ordre de 5m

- ❖ **Albien inférieur** : il est formé d'une couche de grès beige, rougeâtre, blanc de taille moyenne à grossière mal consolidé ; ciment argileux carbonaté avec veines de quartz. Il est caractérisé par une porosité et une perméabilité par endroits, et semi imperméable par d'autres endroits. Cet étage affleure au niveau du site du côté Ouest avec pendage du nord vers le sud.
- ❖ **Garagasién** : il est formé d'une alternance de marne et calcaire, caractérisé par une semi perméabilité. Cet étage affleure à l'ouest du site avec un pendage du nord vers le sud. Cette formation s'intercale entre l'âge albien et l'âge barrémo-Bédoulien
- ❖ **BarrémoBédoulien** : il est formé essentiellement de marne grisâtre, verdâtre, compactes indurées, feuilletées, avec des passages de gypse et de la marne noire avec alternance de grès.

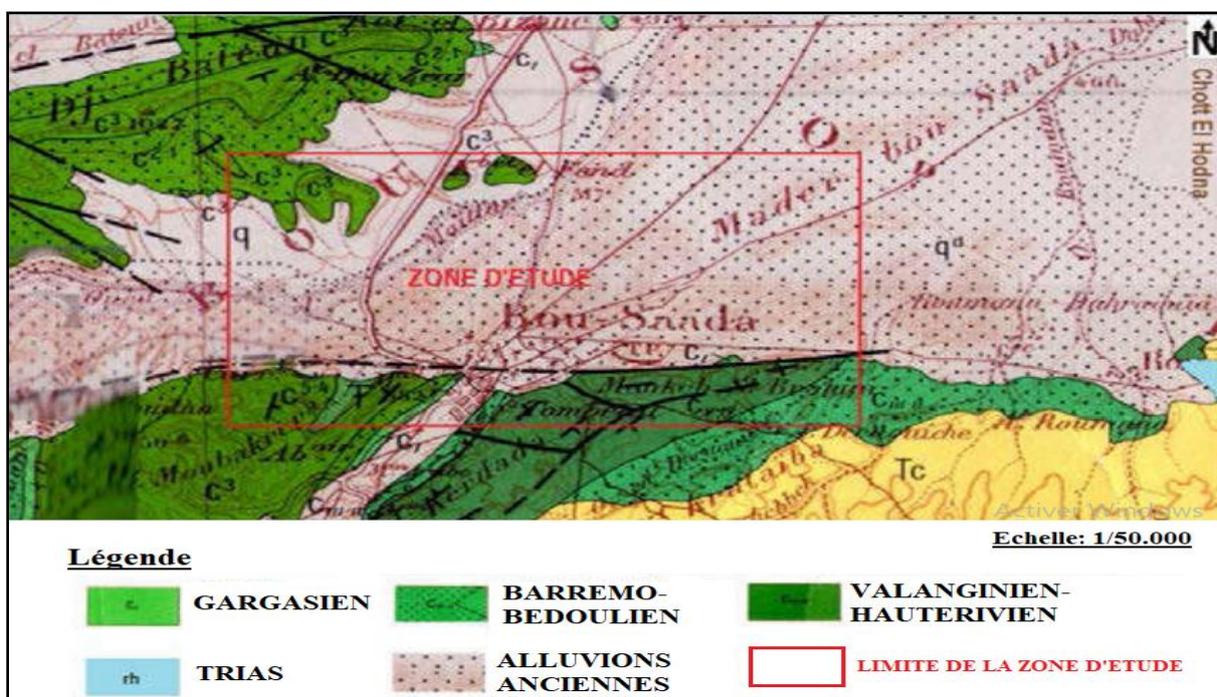


Figure II.2: Extrait de la carte géologique (Source : ANRH Blida)

II.3.2. Cadre hydrogéologique :

Après les investigations faites par le CTH d'Oran en 2015, le rapport établie révèle le constat suivant ils ont constaté :

- ◆ La présence de plusieurs poches d'eau souterraines formant des semi lacs en surface dont l'origine est les inondations provisoires et les crues pendant la saison hivernale par contre en été ces semi lacs disparaissent. Ces poches sont caractérisées par une grande porosité et une forte perméabilité. Leur épaisseur peut atteindre les 6m. Elles sont d'âge quaternaire et parfois d'âge albien.
- ◆ Leur substratum est constitué de marnes imperméables d'âge Garagasién et BarrémoBédoulien par endroit et d'âge quaternaire à d'autres endroits, ce qui leur confère une grande transmissivité.

- ◆ La pente du substratum est faible de l'Ouest vers l'Est ; ceci empêche un écoulement rapide et un évidement de ces poches.
- ◆ Une nappe aquifère est présente à environ 150m de profondeur

II.4. Sismicité du site :

Pour pouvoir résister à ce phénomène, les ingénieurs doivent construire des ouvrages de telle sorte qu'ils fournissent un degré de protection tolérable, en adéquation avec les règles parasismiques Algériennes.

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

Le niveau de risque sismique considéré comme **important** en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003 en considérant deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usages et des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent.

La figure (II.3) présente la classification sismique du territoire national. Et le tableau (I.1) donne les valeurs de l'accélération sismique en fonction des zones et type d'ouvrage.

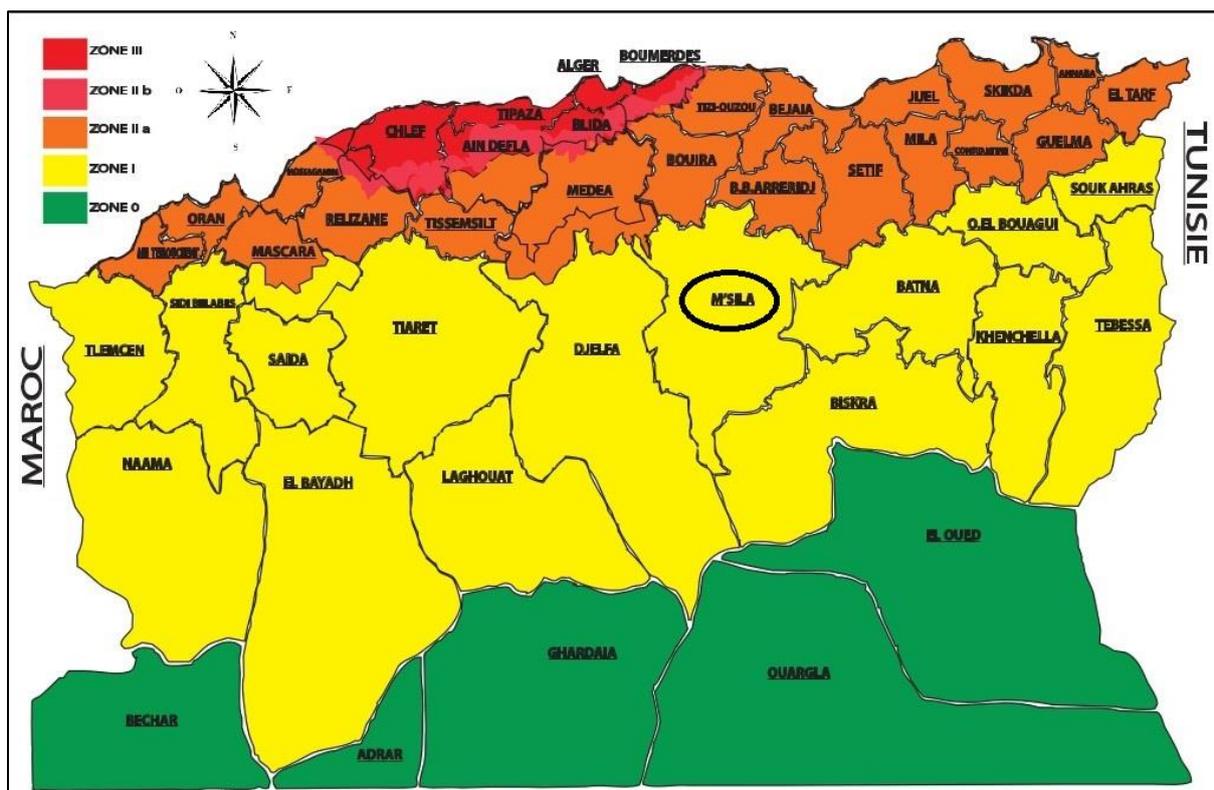


Figure II.3: carte zonage sismique du territoire national (RPA 2003)

Tableau. II. 1: Les valeurs de l'accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage

Groupe	Zones				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II-a	II-b	III	
1a	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1b	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Notre région d'étude est classée « Zone I » qui correspond à une région de forte sismicité. Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 2), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique noté (α) dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1999 le coefficient d'accélération séismique est: $\alpha = 0.10$.

II.5. Conclusion :

Les études topographique, géologique et hydrogéologique permettent de mieux cerner la zone d'étude, ce qui nous a permis d'aboutir les conclusions et recommandations suivantes :

- ◆ La zone d'étude de Ain El Eddis se situe au Nord de la ville de Bousaada au niveau de la wilaya de M'sila. Limitée entre $35^{\circ}15'$ et $35^{\circ}20'$ de longitude (Est) et entre $4^{\circ}15'$ et $4^{\circ}10'$ de latitude (Nord)
- ◆ Les résultats des études géologique et hydrogéologique faites par le CTH d'Oran en 2015 nous conduisent à une finalité qui se résume à l'instabilité du sol des terrains d'âge quaternaire pendant la période hivernale et après les grandes averses et les crues ; d'où éviter toute construction en élévation sur le site étudié.
- ◆ Du point de vue sismique la région d'étude est classée « Zone I » qui correspond à une région de forte sismicité.

Chapitre III

Etude hydrologique

III.1. Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre, Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines, C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles, des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement d'irrigation, drainage, de barrages et de navigation fluvial.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables, elles ont pour objectif d'étudier les conditions d'écoulement d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage hydraulique. Les analyses peuvent être basées sur les statistiques si l'on dispose déjà d'un échantillon d'observations de mesures du site étudié.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage) (CTH,2015).

III.2. Le bassin versant :

Le bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol (Rata, 2019).

III.2.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Les données géographiques de l'exutoire sont représentées dans le tableau (III.1):

Tableau III. 1 : Coordonnées géographiques de l'exutoire.

Système de coordonnées	UTM(Km)	géographiques
Le bassin d'Oued Boussaada	X = 591.253 Y = 3873.499	Long: 4°17'30.22" E Lat : 35°24'27.23" N

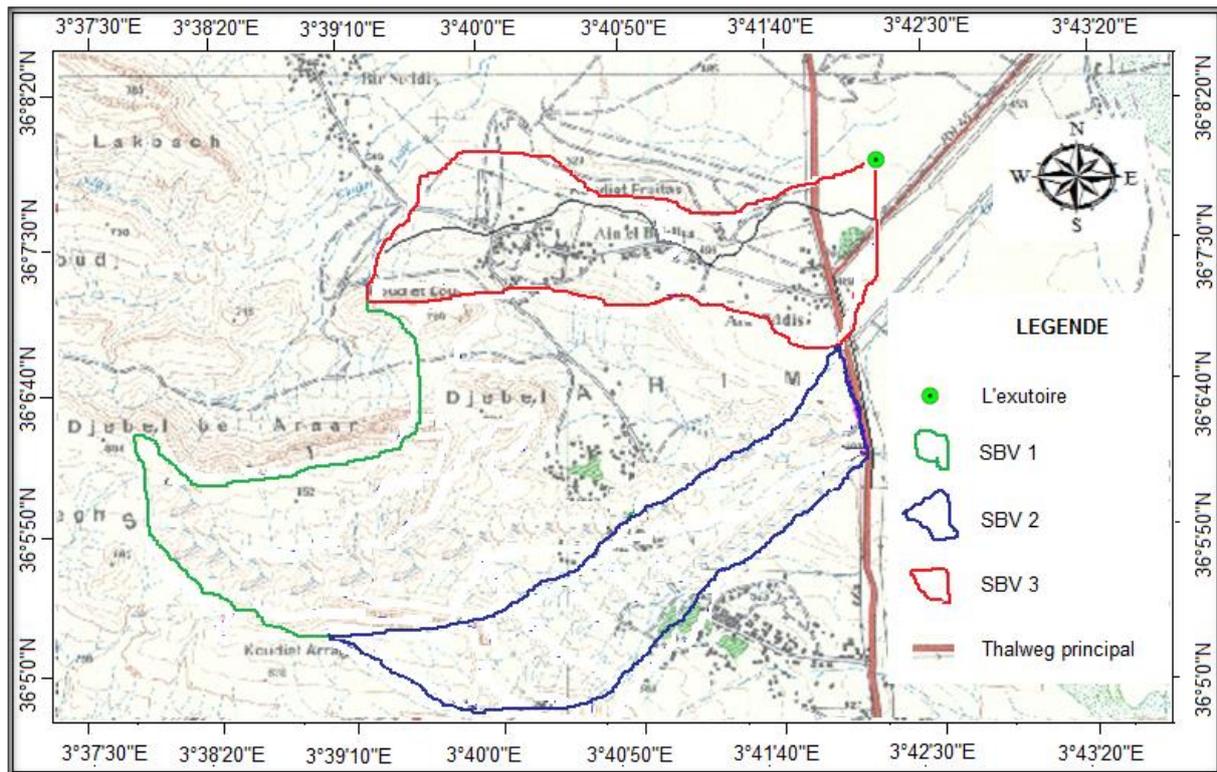


Figure III. 1 : Délimitation des sous bassins du bassin versant de la ville de Boussaada

III.2.2. Caractéristiques physiographiques du bassin versant :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été déterminés par l'utilisation du logiciel Arcgis.

III.2.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques sont obtenues par logiciel Arcgis.

◆ La surface du bassin versant :

Le bassin versant occupe une superficie de :

$$S = 15.99 \text{ km}^2$$

◆ Le périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est de :

$$P = 36.36 \text{ km}$$

Notre bassin versant est constitué de trois sous bassins versants, le premier est principal, le deuxième secondaire et le troisième tertiaire. Les caractéristiques géométriques sont insérées dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 : Caractéristiques des sous bassins

	B1	B2	B3
Surface (km ²)	8.97	3.26	3.76
Périmètre (km)	15.40	10.73	10.23

III.2.2.2. Caractéristiques de forme :

◆ Indice de compacité de Gravelius (K_c) :

C'est un indice qui caractérise la forme du bassin versant étudié, c'est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit :

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots(III.1)$$

$$Donc : P' = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (km²).

K_c : indice de compacité.

$$K_c = 0.282 \frac{36.36}{\sqrt{15.99}} \implies K_c = 2.564$$

D'après résultat de K_c on distingue trois cas :

Si : K_c = 1 Le bassin est parfaitement circulaire.

Si: K_c = 1.128 \implies Le bassin est ramassé.

Si : K_c > 1.128 \implies le bassin est allongé.

Plus la valeur de K_c est grande, plus le bassin versant est allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente.

Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration T_c.

Dans le cas de la présente étude, le bassin versant est caractérisé par un K_c = 2.56 > 1.128 ,alors il est de forme relativement allongé.

◆ **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius c'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L) la longueur et (l) la largeur du bassin versant étudié.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad \dots\dots\dots(III.2)$$

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

$$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.3)$$

$$Lr = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.4)$$

$$lr = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

Lr : longueur du rectangle équivalent.

lr : largeur du rectangle équivalent.

Tableau III. 3 : Paramètres géométriques des trois sous bassin versant

Désignations	Surfaces (km ²)	Périmètres (km)	Kc	L (km)	l (km)
B ₁	8.97	15.40	1,440	6.269	1.431
B ₂	3.26	10.73	1,664	4.666	0.699
B ₃	3.76	10.23	1,477	4.225	0.890

III.2.2.3. Relief :

◆ **Courbe hypsométrique et l'altitude moyenne :**

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

Le but recherché est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec le logiciel Arcgis.

➤ Calcul de l'altitude moyenne H_{moy} :

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum SiHi}{S} \dots\dots\dots(III.6)$$

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

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km²).

S : surface totale du bassin versant (Km²).

Les tableaux suivants nous donnent la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau III. 4 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SBV N°1.

N°	altitude (m)	S part km ²	S cumulée km ²	S part %	S cumulée %	Hi * Si
1	884	0,000	0	0	0	0
2	800	1,751	1,751	19,52	19,52	1400,8
3	700	1,130	2,881	12,60	32,12	791
4	600	1,483	4,364	16,53	48,65	889,8
5	500	4,122	8,486	45,95	94,60	2061
6	493	0,484	8,97	5,40	100,00	238,612
$\sum DH*Si$						5381,212

$$H_{moy} (SBV_1) = 599,9122 \text{ m}$$

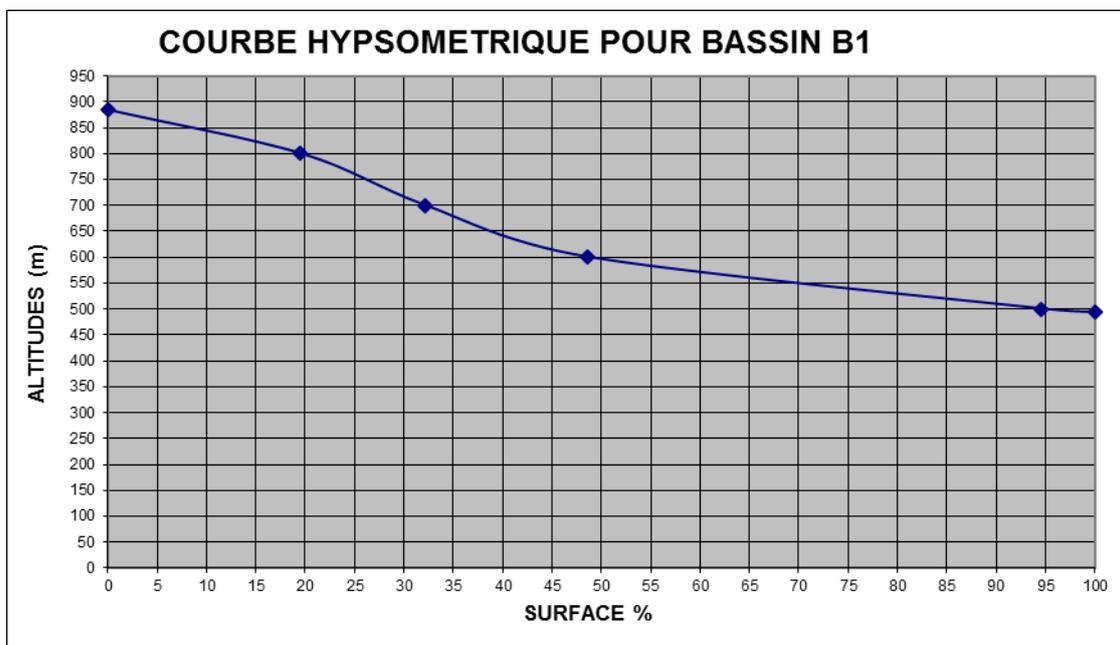


Figure III. 2 : Courbe Hypsométrique du SBV1.

Tableau III. 5 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SBV2.

N°	altitude (m)	S part km ²	S cumulée km ²	S part %	S cumulée %	Hi * Si
1	870	0,000	0	0	0	0
2	800	0,488	0,488	14,97	14,97	390,4
3	700	0,220	0,708	6,75	21,72	154
4	600	0,601	1,309	18,44	40,15	360,6
5	500	1,923	3,232	58,99	99,14	961,5
6	493	0,028	3,26	0,86	100,00	13,804
$\Sigma DH * Si$						1880,304

$$H_{\text{moy}} (\text{SBV}_2) = 576,7804 \text{ m}$$

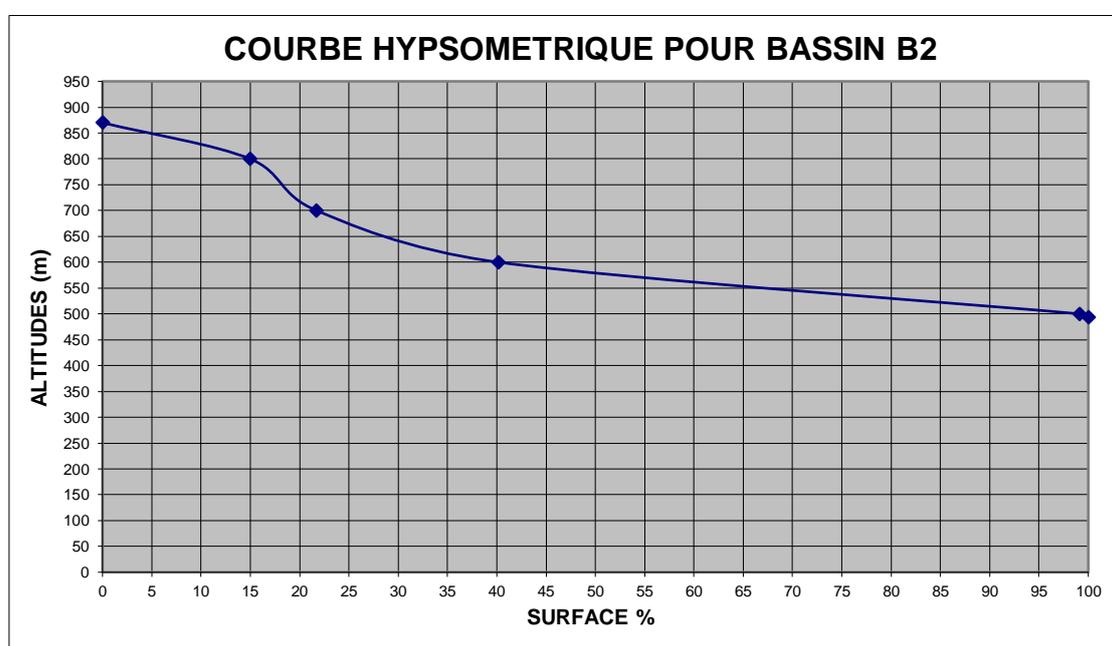


Figure III. 3 : Courbe Hypsométrique du SBV2.

Tableau III. 6 : La répartition des surfaces en fonction des cotes SBV3

N°	altitude (m)	S part km ²	S cumulée km ²	S part %	S cumulée %	Hi * Si
1	728	0,000	0	0	0	0
2	700	0,010	0,01	0,27	0,27	7
3	600	0,122	0,132	3,24	3,51	73,2
4	500	2,054	2,186	54,63	58,14	1027
5	469	1,574	3,76	41,86	100,00	738,206
$\Sigma DH * Si$						1845,406

$$H_{\text{moy}} (\text{SBV}_3) = 490,7995 \text{ m}$$

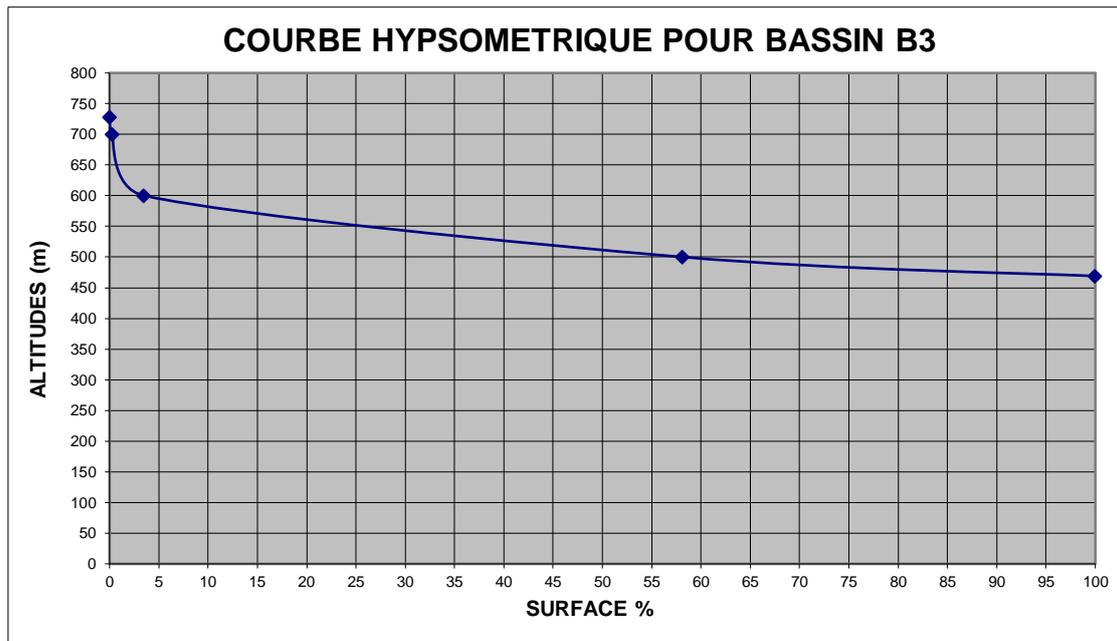


Figure III. 4 : Courbe Hypsométrique du SBV3

◆ **Pente moyenne du talweg I_m :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau s'écoule et ruisselle vers l'exutoire du bassin donc le temps de concentration.

Cette variable influence le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle favorise l'infiltration, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

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

H_{max} : la hauteur maximum du talweg en m.

H_{min} : la hauteur minimum du talweg en m.

L : la longueur de l'Oued principal en m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau III. 7 : Pente moyenne des trois sous bassin versant

BV	SBV1	SBV2	SBV3
H_{max} (m)	884	870	728
H_{min}(m)	493	493	469
L (m)	7040	5290	4740
I_m (m/m)	0,05497	0,07278	0.02884

♦ **L'indice de pente globale I_g :**

Cet indice est très utilisé, il sert à donner une des classifications O.R.S.T.O.M pour les bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25Km² (Touibia, 2004). La détermination de cet indice nécessite la courbe hypsométrique.

De ce fait I_g est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.8)$$

D : dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m).

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

H_{5%} et H_{95%} sont tirées de la courbe hypsométrique.

• Pour le SBV1 :

H_{5%} = 862,484 m

H_{95%} = 498,519 m

• Pour SBV2 :

H_{5%} = 846,620

H_{95%} = 507,018

• Pour SBV3 :

H_{5%} = 594,553

H_{95%} = 472,703

Donc :

$I_g(SBV1) = 5,806\%$

$I_g(SBV2) = 7,278\%$

$I_g(SBV3) = 2,884\%$

Tableau III. 8: Classification du relief

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$

7	Très fort	$0.05 < I_g$
---	-----------	--------------

D'après cette classification, le bassin présente un relief d'une pente forte dans les hautes altitudes qui s'adoucit dans les basses et les moyennes altitudes.

♦ **Pente moyenne du bassin versant :**

La pente moyenne du bassin versant se calcule par la relation suivante :

$$I_B = \frac{\sum DH_i L_i}{S}$$

Avec :

I_B : pente moyenne du bassin versant

DH : distance entre deux courbes successives (km)

Li : Longueur des courbes de niveaux

D'où :

$$I_{B1} = 17.50\%$$

$$I_{B2} = 15.26\%$$

$$I_{B3} = 5.46\%$$

III.2.3. Caractéristiques du réseau hydrographique :

Un réseau hydrographique est un organisme d'écoulement d'importance très variable ; c'est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui drainent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire.

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres. A savoir :

♦ **Hierarchisation du réseau :**

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

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

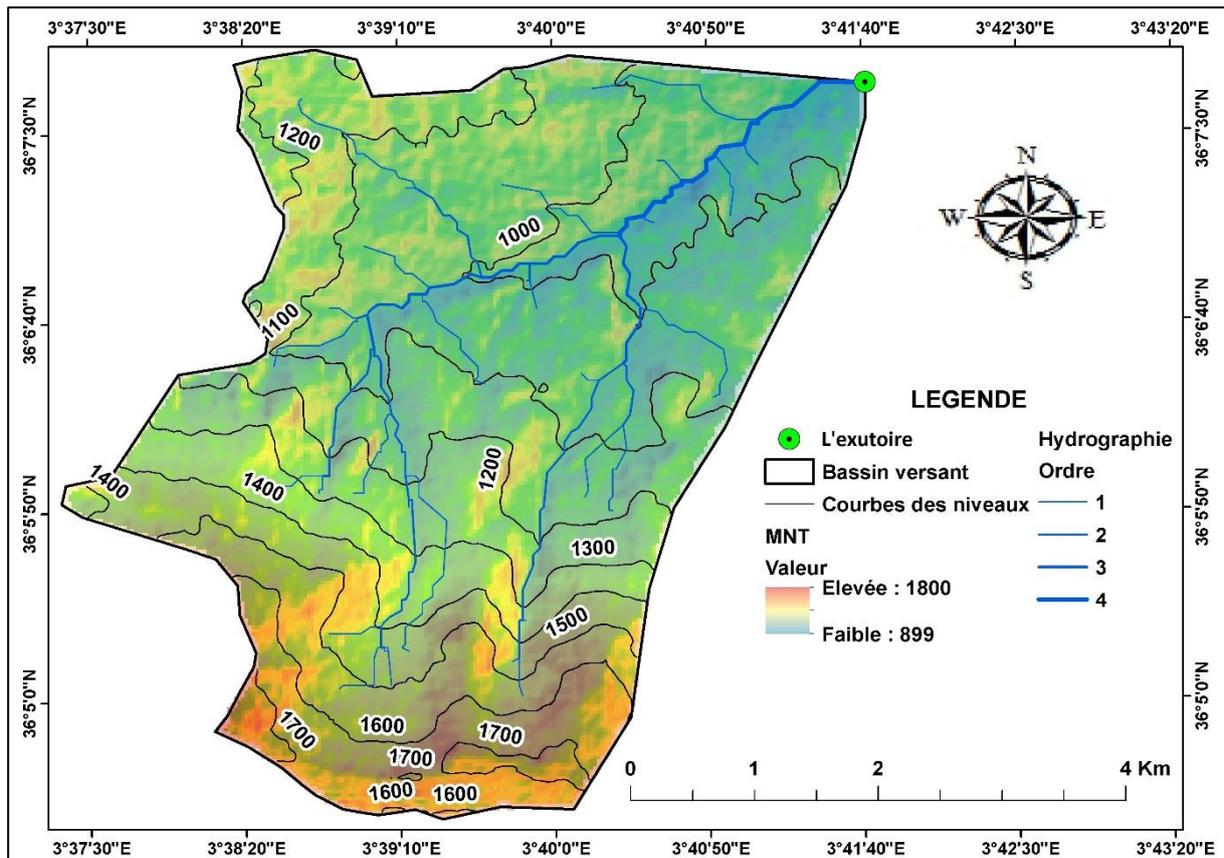


Figure III. 5 : Réseau hydrographique du bassin versant d’Oued Bou saada

◆ **Densité de drainage Dd :**

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale (L_i) de tous les cours d’eau du bassin versant et la superficie de ce dernier. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux.

Elle est exprimée en Km/Km^2 et donnée par la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum L_i}{s} \dots\dots\dots(III.9)$$

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

S :Surface du bassin versant en Km^2 .

$$Dd (SBV1) = 2,077 \text{ km/km}^2$$

$$Dd (SBV2) = 1,678 \text{ km/km}^2$$

$$Dd (SBV3) = 1,313 \text{ km/km}^2$$

III.2.4. Temps de concentration du bassin versant t_c :

Le temps de concentration TC d'un bassin est la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrologiquement de l'exutoire atteigne celui-ci.

Le temps de concentration est une donnée très importante qui intervient dans toutes les formules de calcul des débits en se basant sur les données de pluies .

Plusieurs formules ont été développées et mises au point pour l'évaluation du temps de concentration des eaux de pluies.

Les formules suivantes ont fait l'objet de la présente étude .

– Formule de Turazza:

Le temps de concentration est exprimé par :

$$t_c = 0.108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (III.10)$$

t_c : Temps de concentration, en heure.

L : La longueur du cours d'eau principal, en km.

S : superficie du bassin versant (km²).

I : la pente moyenne du thalweg principal (%)

Donc : $t_c(SBV1) = 0.18 h$

$t_c(SBV2) = 0.10 h$

$t_c(SBV3) = 0.12 h$

– Formule de Sokolovsky :

$$t_c = \frac{L}{3.6 \times V_r} \dots\dots\dots (III.11)$$

L : Longueur du thalweg principal (km) ;

V_r : vitesse du ruissellement en m/s

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon cet auteur est voisine à 1.5 m/s

Donc : $t_c(SBV1) = 1.30 h$

$t_c(SBV2) = 0.98 h$

$t_c(SBV3) = 0.88 h$

– Formule de Soil Conservation Service (SCS):

$$tc = \left(0.87 \times \frac{L^3}{H}\right)^{0.387} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec :

tc : Temps de concentration (heures)

L : Longueur du thalweg principal (km)

H : Dénivelée maximale, en m

D'où $tc(SBV1) = 0.91 h$

$tc(SBV2) = 0.66 h$

$tc(SBV3) = 0.67 h$

– Formule de ANRH SOGEAH :

$$tc = 3 \times \left(\frac{S \times L}{(10 \times Ip)^{1.5}}\right)^{0.25} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

tc : Temps de concentration (heures) ;

S : superficie du bassin versant (km²) ;

L : Longueur du thalweg principal (km) ;

Ip : pente moyenne du thalweg principal.

D'où : $tc(SBV1) = 1.88 h$

$tc(SBV2) = 1.23 h$

$tc(SBV3) = 1.37 h$

– Formule de KIRPICH

$$tc = 0.945 \times L^{1.155} \times I^{-0.385}$$

tc : Temps de concentration, en heure.

L : La longueur du cours d'eau principal, en km.

I : la pente moyenne du thalweg principal (%)

D'où : $tc(SBV1) = 0.91 h$

$tc(SBV2) = 0.66 h$

$$tc (SBVB3) = 0.67 h$$

Nous donnons ici un tableau représentant les résultats obtenus par ces formules

Tableau III. 9: Temps de concentration t_c

Formules	Temps de concentration t_c (h)		
	SBV1	SBV2	SBV3
Formule SCS (Soil Conservation Service)	0.91	0.66	0.67
Formule de Turazza	0.18	0.10	0.12
Formule Skolovsky	1.30	0.98	0.88
Formule de ANRH SOGREAH	1.88	1.23	1.37
Formule de KIRPICH	0.91	0.66	0.67
$t_c(\text{moy})$	1.036	0.726	0.742

III.3. Caractéristiques climatiques :

Le climat de la région, se caractérise par des étés chauds et secs peu orageux et des hivers dont la pluviométrie est faible et peut être appelé un climat subsaharien (haut plateaux) semi-aride.

Le tableau suivant représente les valeurs de température enregistrée à la station de Bou Saada délivré par l'Office National de la Météorologie pour la période (2001/2012).

♦ Température de l'air :

La température moyenne annuelle et sa répartition durant la période 2001/2002 est représentée dans le tableau (III .10).

Tableau III. 10 : Distribution mensuelle de la température en °C

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température °C	25,8	20,69	13,58	9,83	8,98	10,12	14,78	18,04	23,12	29,21	32,94	31,93
Moyenne annuelle °C	19.9											

Les températures sont basses en hiver (décembre, janvier, février) et augmentent d'une façon régulière jusqu'au maximum atteint en juillet et août.

La température maximale est enregistrée au mois de juillet 32.94 °C, la température minimale est enregistrée au mois de janvier 8.98 °C.

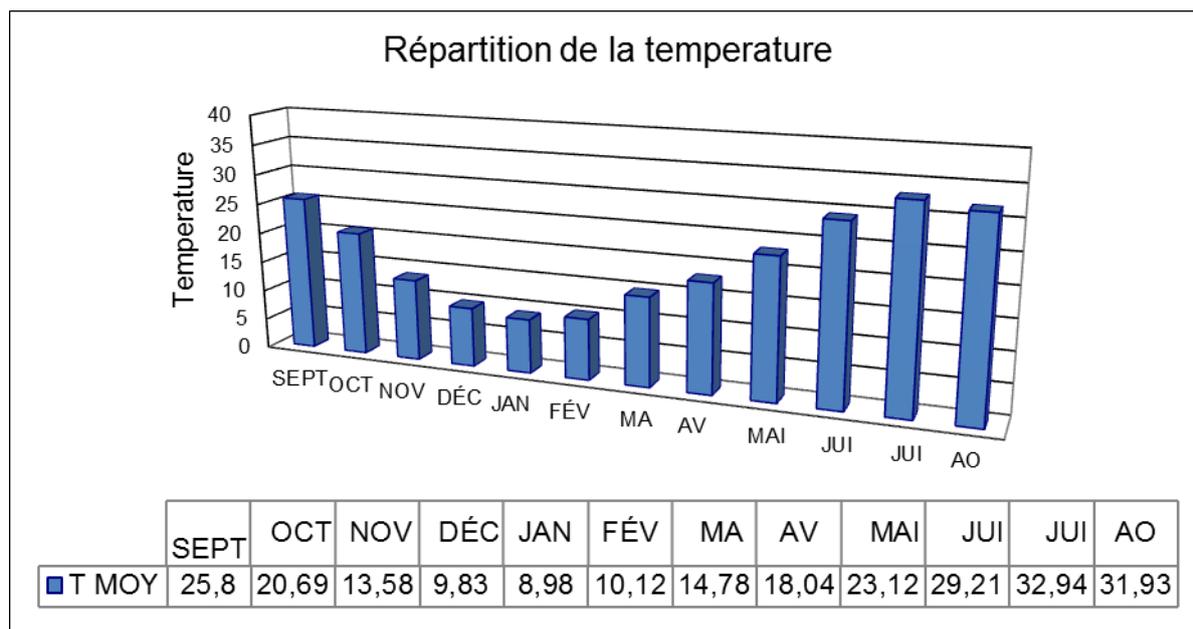


Figure III. 6 : Répartition mensuelle de la température période (2001-2012)

III.4. Etude pluviométrique :

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d’observations de l’Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).

L’étude pluviométrique sera effectuée à partir des données de précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d’étude, nous utiliserons la station de Bou Saada, les données sont délivrées par l’office national de la météorologie. L’étude se basera sur une période de 1976 à 2012. La série pluviométrique est représentée en annexe A01.

III.4.1. Répartition des pluies annuelles et mensuelles :

La répartition mensuelle de la pluie moyenne interannuelle est exposée dans le tableau suivant :

Tableau III. 11 : Répartition mensuelles de la pluie moyenne(1976- 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
P(mm)	29,0	26,1	14,0	13,4	11,8	12,2	12,1	21,5	19,5	6,6	6,0	8,9	181,1
P(%)	16,0	14,4	7,8	7,4	6,5	6,8	6,7	11,9	10,8	3,7	3,3	4,9	100,0

Tableau III.12:Caractéristiques de la station pluviométrique de Boussaada

Station	X (Km)	Y (Km)	Code de la station	Années d'observations	N
Boussaada	4.2	35.33	6051500	1976/2012	17

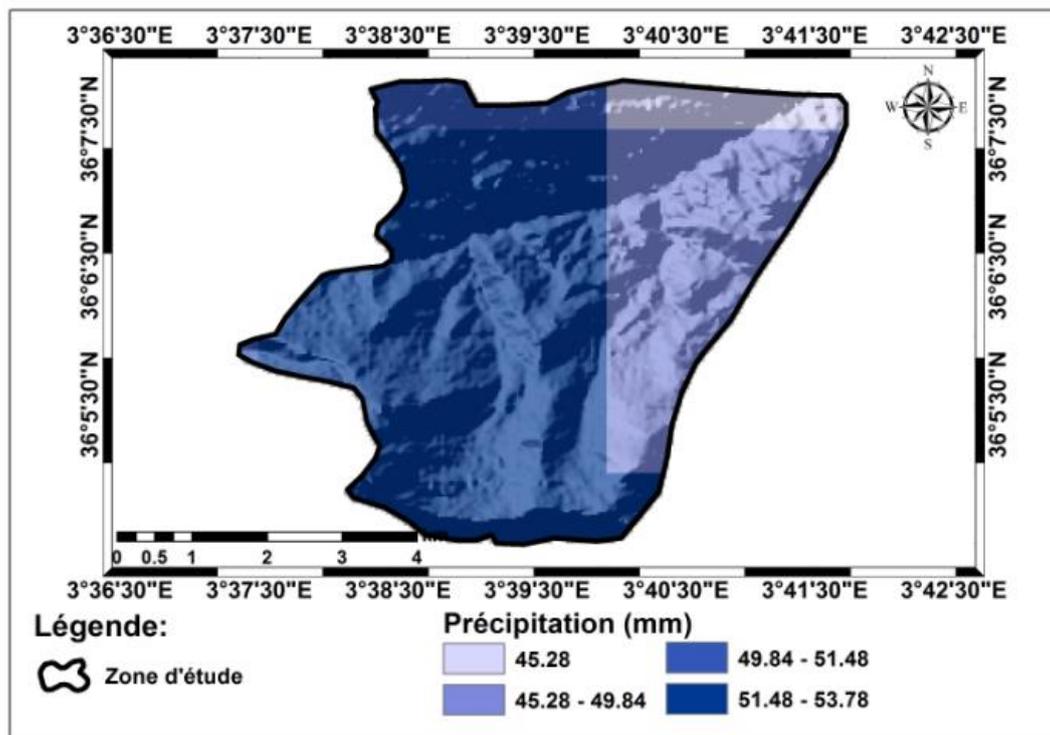


Figure II. 1: Carte pluviométrique de la zone d'étude de l'année 2005

III.4.2. Précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières donnée en annexe A01 par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

- ◆ Calcul des paramètres statistiques de la série.
- ◆ Ajustement à une loi statistique (calcul des quantiles pour différentes périodes de retour).
- ◆ Choix de la loi adéquate.
- ◆ Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Le calcul des paramètres de la série, l'ajustement à des lois, le calcul des quantiles et l'adéquation ont été effectués grâce au logiciel Hyfran.

III.4.2.1. Ajustement statistique :

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les évènements passés, les caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une description mathématique du comportement d'une variable aléatoire.

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières s'est basée sur les lois suivantes :

- ◆ Loi de Gumbel.
- ◆ Loi de Galton (log-normale).

Pour l'estimation des différents paramètres de ces lois, la méthode du maximum de vraisemblance a été choisie, pour son efficacité avérée.

III.4.2.2. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots \dots \dots (III.14)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} \dots \dots \dots (III.15)$$

- a: Paramètre de position
- b : paramètre de forme
- c : borne inferieur de la distribution on prend c = 0.

L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\log P_{j \max} = \overline{\log P_{j \max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots \dots \dots (III.16)$$

$U_{P\%}$: Variable de Galton pour différentes fréquences.

La représentation graphique de l'ajustement de la pluie maximale journalière à la loi log normale est donnée dans la figure suivante :

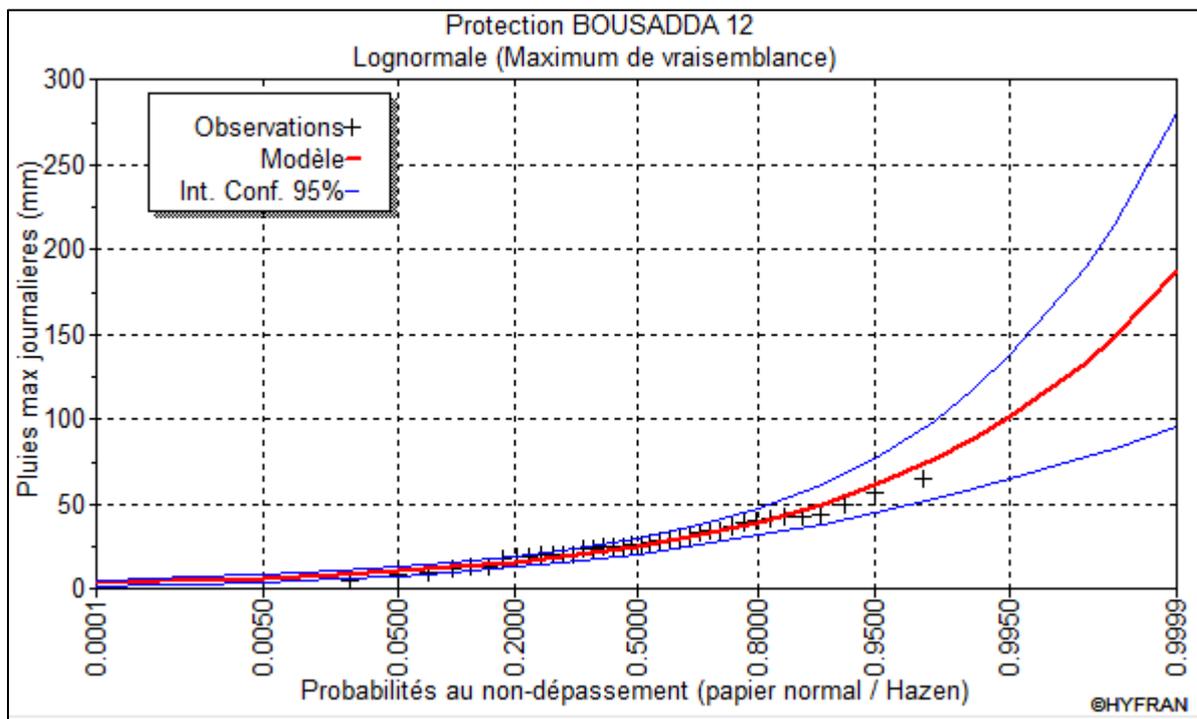


Figure III. 8 : Ajustement à la loi log normale des pluies maximales année (1976/2012) sur l'ensemble du bassin versant

III.4.2.3. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \dots\dots\dots(III.17)$$

La fonction de densité est la suivante :

$$f(x) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \times e^{-\frac{x-a}{b}} \dots\dots\dots(III.18)$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

b : paramètre d'échelle (Gradex) .

a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \dots\dots\dots(III.19)$$

μ_g : variable réduite de Gumbel $\mu_g = -[\ln(-\ln(F(x)))]$.

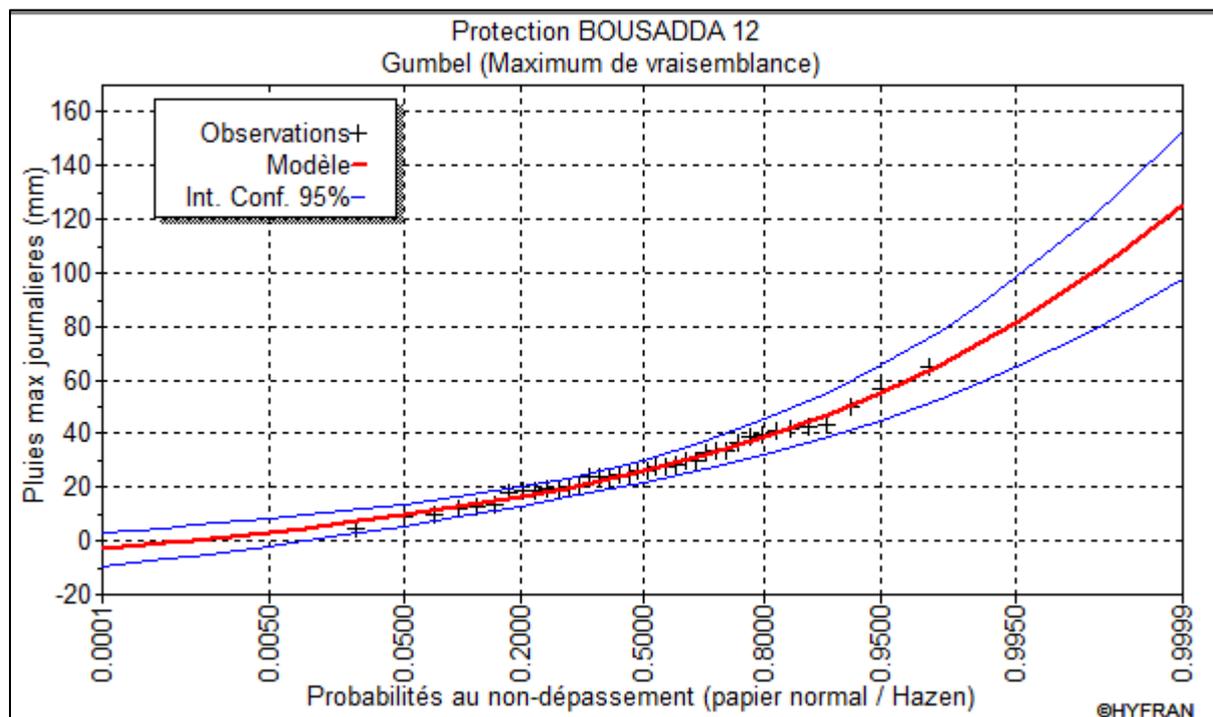


Figure III. 9: Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales année (1976/2012) sur l'ensemble du bassin versant

III.4.2.4. Comparaison graphique pour les deux lois :

La comparaison graphique de ces trois lois s'est fait grâce au logiciel Hyfran

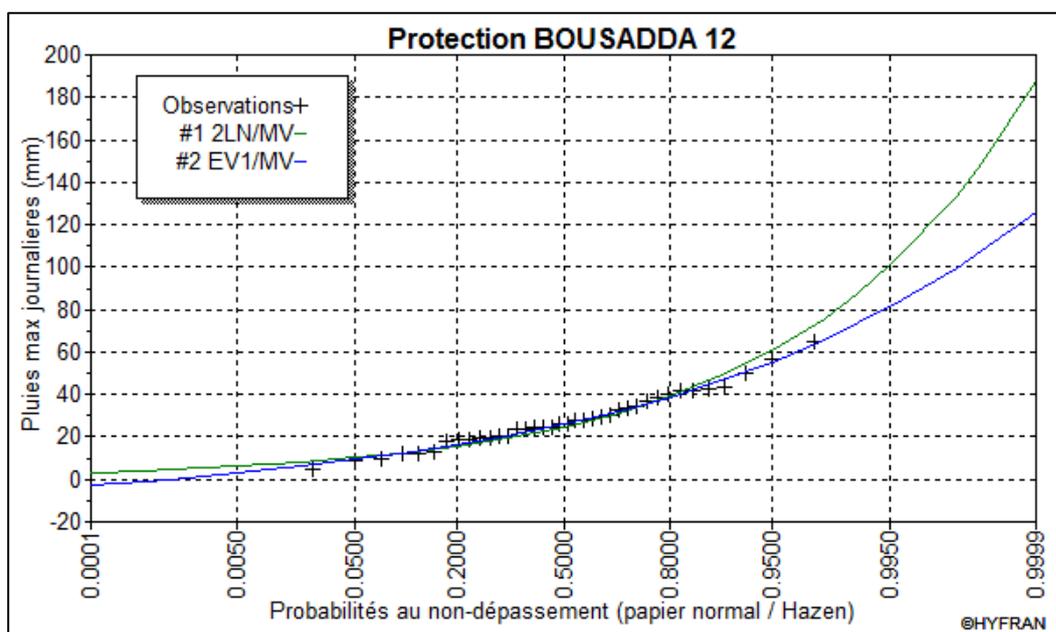


Figure III.10 : Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance pour les deux lois mais d'après la comparaison graphique, ils sont plus proches de la droite de Gumbel.

III.4.3. Test de validité d'un ajustement :

◆ Test d'adéquation du χ^2 :

Le test χ^2 est un test non paramétrique servant à l'adéquation et par conséquent le choix du meilleur ajustement des lois statistiques. Le test basé sur la comparaison entre les variables, $\chi^2_{théorique}$ et $\chi^2_{calculée}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%. Il faut que :

$$\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique}$$

Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 13 : Résultat du test de khi carré pour les trois lois

La loi de distribution	Degré de liberté γ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normale	5	8	8.32	11.070
Gumbel	5	8	6.63	11.070

D'après les résultats du test khi carré, la série s'ajuste aux deux lois.

◆ **Conclusion :**

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des pluies maximales journalières présente un ajustement adéquat à la loi Gumbel. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares.

III.4.4. Résultat d'ajustement à la (loi log normale) :

Les paramètres de la série pluviométrique selon la loi log normale sont représentés dans le tableau suivant pour un nombre d'observation égale à 38 :

Tableau III. 14 : Caractéristiques de la série pluviométrique période (100 ans)

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	4.50
Maximum	64.6
Moyenne	28.2
Ecart type	13.3
Médiane	26.2
Coefficient de variation	0.471
Coefficient de d'asymétrie	0.664
Coefficient d'aplatissement	3.12

Les quantiles pour différentes périodes de retour de la série pluviométrique selon l'ajustement à la loi log normale sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 15 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité q	précipitations	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	99.7	10.8	78.5-121
200	0.995	81.5	8.48	64.9-98.4
100	0.990	73.7	7.49	59.0-88.4
50	0.980	65.8	6.51	53.1-78.6
20	0.950	55.3	5.23	45.1-65.6
10	0.900	47.2	4.26	38.9-55.6
5	0.800	38.8	3.31	32.3-45.3

III.5. Etude des pluies de courte durée et leurs intensités :

Pour l'estimation des pluies de courtes durées pour différentes fréquences on applique la formule de Body préconisé par l'ANRH :

$$P_{max,p\%} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.20)$$

$P_{max,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j\%}$ (mm).

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

t : temps en heures.

b : exposant climatique (donné par b=0.17).

L'intensité de pluie est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = \left(\frac{P_{max,j}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(III.21)$$

Lorsqu'on remplace la formule (III.33) dans la formule (III.34) on obtient :

$$I_0 = \frac{P_{max,p\%}}{t} \dots\dots\dots(III.22)$$

Les pluies maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence correspondant au temps de concentration des sous bassins sont données dans les tableaux suivants :

Tableau III. 16 : Précipitations maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence du SBV1

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence(%)	20	10	5	2	1	0.1
$P_{max,j,p\%}$ (mm)	38.8	47.2	55.3	65.8	73.7	99.7
P (mm)	22.74	27.66	32.41	38.57	43.20	58.43
I(mm/h)	21.95	26.70	31.29	37.23	41.69	56.40

Tableau III. 17 : Précipitations maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence du SBV2

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence(%)	20	10	5	2	1	0.1
$P_{max j,p\%}$ (mm)	38.8	47.2	55.3	65.8	73.7	99.7
P (mm)	21.41	26.04	30.51	36.30	40.66	55.01
I(mm/h)	29.49	35.87	42.03	50.00	56.01	75.77

Tableau III.18 : Précipitations maximales journalières, les pluies de courtes durées et les intensités pour chaque fréquence du SBV3

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence(%)	20	10	5	2	1	0.1
$P_{max j,p\%}$ (mm)	38.8	47.2	55.3	65.8	73.7	99.7
P (mm)	21.49	26.14	30.62	36.44	40.81	55.21
I(mm/h)	28.96	35.23	41.27	49.11	55.00	74.41

III.6. Apport liquide :

❖ Formule de l'A.N.R.H :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots(III.36)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en m ; $P_{moy} = 0.1811m$

S : Superficie du bassin versant en Km² ;

❖ Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots(III.37)$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.38)$$

L_e : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m;

S: Surface du bassin versant en Km².

❖ Formule de Derie II :

$$A_0 = 0.513 \times P_{moy}^{2.683} \times \sqrt{D_r} \times S^{0.842} \dots\dots\dots(III.39)$$

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m.

S: Surface du bassin versant en Km².

D_r : Densité de drainage $D_r = 3.71$

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau III.18.

Tableau III. 19 : Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques

Formules	Apport moyen annuel (Hm ³)			Lame d'eau (mm)		
	SBV1	SBV2	SBV3	SBV1	SBV2	SBV3
A.N.R.H	0.059	0.025	0.028	6.59	7.74	7.56
Samie	0.084	0.031	0.036	9.39	9.48	9.47
Derie II	0.064	0.027	0.030	7.13	8.37	8.18
moyenne	0.069	0.028	0.031	7.703	8.530	8.403

III.7. Apport solide en suspension :

❖ Formule Sogreah (1969) :

Inspirées des relations de Tixeront, les relations de Sogreah donnent les apports solides spécifiques A (t/Km²/an) en fonction du ruissellement annuel de crue (mm) et de la perméabilité du bassin α . Le modèle est le suivant :

$$A_s = \alpha R^{0.15}$$

A_s : apports solides (t/km²/an).

R : lame d'eau ruisselée en (mm).

α : Coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain. Pour une perméabilité faible à moyenne $\alpha = 350$.

Le résultat est donné dans le tableau suivant.

Tableau III.20 : Apport solide de chaque sous bassins

Sous bassins	Apport solide (t/km ² /an)
SBV1	475.41
SBV2	482.74
SBV3	481.65

III.8. Etude des crues :

Une crue est une montée, en général brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum à partir **SBV** du quel, il redescend en général plus lentement.

Les techniques utilisées pour l'estimation des débits de crues de différents temps de retour dépendent pour une grande part des données disponibles (morphologiques, pluviométriques, occupation du sol, etc.). Dans la présente étude, des formules empiriques adéquates et idoines ont été utilisées et adaptées au sujet traité

Les formules utilisées en Algérie sont : Maillet-Gauthier, Turazza, Sokolovsky, Taibi-ARNH .

❖ Formule de Maillet-Gauthier :

La formule de Maillet et Gauthier est destinée à l'estimation d'une crue de période de retour T :

$$Q_{\max \%} = 2k \log(1 + AP) \frac{S}{\sqrt{L_p}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III.23)$$

$Q_{\max \%}$: Débit maximum de crue en m^3/s .

S: Superficie du bassin versant en Km^2 .

L_p : Longueur du talweg principal en Km.

A : Coefficient régional pris égal à 20.

K : Constante comprise entre 1-3.

P : Précipitation moyenne interannuelle en m.

T : Période de retour en années.

❖ Formule de Turazza :

Elle peut s'exprimer par :

$$Q_{\max \%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \dots \dots \dots (III.24)$$

S : superficie du bassin versant en Km^2 .

I_t : intensité moyenne maximale de la précipitation pendant une durée égale au temps de concentration en (mm/h).

C: coefficient de ruissellement de la crue. Il est donné par :

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

P : Précipitation moyenne interannuelle en m.

$$C = 0.16$$

❖ Formule de Sokolovsky :

La formule est donnée par :

$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{ct} - H_0) \alpha \times F \times S}{T_c} \dots \dots \dots (III.25)$$

$Q_{\max \%}$: Débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : Superficie du bassin en Km^2 .

T_c : Temps de concentration en h.

P_{ct} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

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

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. Il est donné par :

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

X_p : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4+3\gamma}$. Les valeurs de γ sont données dans le tableau suivant

Tableau III.21 : Valeur de γ en fonction des caractéristiques des bassins versants.

Surface de B.V compris entre 1 et 50 Km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

Dans le cas du bassin versant d'oued Boussaada ,la superficie de ce dernier est-égale à 15.99 km² donc $\gamma = 2$

$$F = 1.2$$

❖ Méthode fréquentielle de l'ANRH (Taibi) :

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

$$Q_{pt} = e^{0.95\mu} Q_p \dots \dots \dots (III.26)$$

Q_{pt} : Débit de pointe fréquentiel en m³/s.

μ : Variable réduite de Gauss.

Q_p : Débit de pointe annuel en m³/s. Il est donné par la formule suivante :

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

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant en mm

S : Surface du bassin versant en Km².

Tableau III.22: Débits de point pour différentes périodes de retour

T (ans)	5	10	50	100
Fréquence(%)	20	10	2	1
μ	0.84	1.28	2.05	2.32

Le tableau suivant récapitule tous les résultats de calcul de débits de pointe obtenus par les formules empiriques.

❖ méthode GRADEX:

La méthode du GRADEX est considérée comme étant une approche hydro pluviométrique probabilisé teinhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spécial (Guillot, 1980). La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés (Guillot, 1980).

Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, Uniform émettre parties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de GUMBEL (GUMBEL, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q₁₀ ans.

Remarque :

Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassins voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

Etapas de la method :

- Choisir le pas de temps **n heures**(généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro grammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe ,dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).
- Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières. Calculer le GRADEX des précipitations.

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \dots\dots\dots(III.27)$$

Avec :

μ : variable réduite de GUMBE).

a : pente de la droite de GUMBEL.

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de GUMBEL et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

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

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \dots\dots\dots \text{(III.29)}$$

Avec :

a : le GRADEX de la pluie

μ : variable réduite de GUMBEL ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a.$

$\mu(T=10 \text{ ans}).$

Tracer la droite de l'équation (III.29) sur même graphe que l'ajustement des $P_{j_{\max}}$. Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m^3/s par la formule :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2\text{)} / 3,6 * n \text{ (heures)} \dots\dots\dots \text{(III.30)}$$

- Calcul des débits de pointe:

Calculer sur les hydro grammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

P : coefficient de point = $Q_{\max} / Q_{\text{moy}}$

$$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * P \dots\dots\dots \text{(III.31)}$$

Application:

1- Ajustement de la série pluviométrique de la station (boussada') du bassin voisin ayant des données complets à la loi GUMBEL Etulisant le logiciel HYFRAN:

2-Détermination du GRADEX :d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est:

$$P = 1.1 * \mu + 3.53$$

Le GRADEX est donc : **a=1.1 mm**

3-Choix du pas de temps:

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de (boussada') ; on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

4-L'ajustement de la série des débits de la station de boussada' à la loi de GUMBEL nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{boussada}') = 5.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}}(\text{boussada}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{boussada}') * S_{\text{boussada}} / S_{\text{boussada}'} \\ &= 5.28 * (15.99 / 24) \\ &= \mathbf{3.52 \text{ m}^3/\text{s}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}}(\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S(\text{km}^2) \\ &= 3.52 * 3,6 * 24 / 15.99 \\ &= \mathbf{19 \text{ mm}} \end{aligned}$$

On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b'$$

Avec:

a : le GRADEX = 1.1 mm.

μ : variable réduite de GUMBEL ($\mu = -\ln(-\ln(F))$). $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu(T=10\text{ans})$

$$F = 1 - 1/10 = 0,9 \quad \mu = 2,25$$

$$b' = 19 - 1.1 * 2.25 = 16.53 \text{ mm}$$

Donc l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}}(\text{mm}) = 1.1 * \mu + 16.53$$

5-Calcul des débits de pointe:

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de boussada nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 3$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient. P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23 Débits de pointe par la méthode GRADEX

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q _T [mm/48h]	Q _T [m ³ /s]	Q _P [m ³ /s]
5	0.8	1.5	18.05	7.25	21.76
10	0.9	2.25	19.00	7.63	22.9
50	0.98	3.9	28.95	11.63	34.89
100	0.99	4.6	36.32	14.59	43.77

Tableau III. 24: Débits de pointe optée

T (ans)	5	10	50	100
GRADEX	22	23	35	44

Tableau III.25 : Valeurs des débits maximums obtenues par différentes méthodes

formules	Q _{pt} (m ³ /s)											
	5 ans			10 ans			50 ans			100 ans		
	B1	B2	B3	B1	B2	B3	B1	B2	B3	B1	B2	B3
SB												
Mallet – Gauthier	15.2	5.52	6.37	18.13	6.59	7.6	23.58	8.57	9.88	25.57	9.29	10.72
Turazza	8.75	4.27	4.84	10.64	5.19	5.88	14.84	7.24	8.2	16.62	8.11	9.19
Gradex	9.14	6.68	5.94	11.37	5.51	6.02	17.32	8.12	9.45	22.65	10.78	10.34
Sokolovsky	11	5.22	5.92	16.23	7.76	8.8	31.23	15.03	17.04	37.91	18.28	20.72
ANRH	5.94	2.95	3.26	9.02	4.49	4.95	18.74	9.32	10.3	28.22	14.15	11.31
Moyenne	10	4.93	5.27	13.08	5.91	6.65	21.14	6.67	10.97	26.19	12.122	12.47

◆ **Interprétation :**

- Après une étude comparative et une analyse des résultats des débits de crues fréquentiels obtenus par les 4 méthodes, nous constatons que la formule de Skolovsky surestime les débits max. De plus, on remarque que la moyenne des débits s’approche de la valeur obtenue par la méthode de l’ANRH, donc nous optons pour les résultats donnés par cette formule.

- La fréquence choisie pour le dimensionnement des ouvrages de protection de la zone d’étude contre les crues est la centennale, donc, pour la crue de projet, on adopte une période de retour T=100ans.

III.9. Hydro-grammes des crues :

Skolovsky considère que l’hydro-gramme de crue présente deux branches de courbe, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue. Chacune d’elle a sa propre équation.

Pour la montée : $Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \dots\dots\dots(III.81)$

Pour la décrue : $Q_d = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^m \dots\dots\dots(III.82)$

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

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant en heures.

t_d : temps de la décrue en heures ; $t_d = \lambda t_m$ avec λ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\lambda = 2.3$

$Q_{max, p\%}$: débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ; ce débit est déjà calculé.

n, m : Puissance des courbes ;

$n= 2$ pour la montée de la crue.

$m= 3$ pour la décrue.

Tableau III.26 : Temps de montée et décrue pour chaque bassin

	SBV1	SBV2	SBV3
t_c	1.036	0.726	0.742
t_m	1.036	0.726	0.742
t_d	2.38	1.67	1.71
t de base	3.42	2.40	2.45

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 27 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin SBV1

T heures	SBV1			
	Période de retour (ans)			
	5	10	50	100
0	0	0	0	0
0.173	0.165	0.251	0.521	0.784
0.345	0.660	1.002	2.082	3.136
0.518	1.485	2.255	4.685	7.055
0.691	2.640	4.009	8.329	12.542
0.863	4.125	6.264	13.014	19.597
1.036	5.940	9.020	18.740	28.220
1.209	0.708	1.075	2.234	3.364
1.381	0.439	0.666	1.385	2.085
1.554	0.248	0.377	0.783	1.180
1.727	0.123	0.187	0.388	0.584

1.899	0.049	0.074	0.154	0.232
2.072	0.013	0.020	0.041	0.061
2.245	0.001	0.002	0.003	0.005
3.42	0	0	0	0

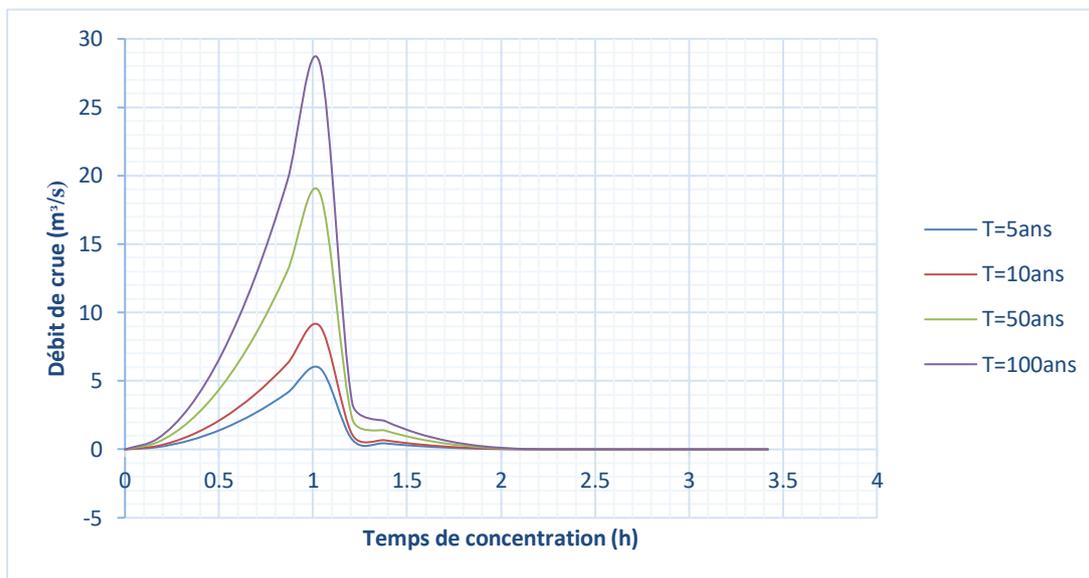


Figure III. 11 : Hydro-gramme de crue du SBV1

Tableau III. 28 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin SBV 2

T heures	SBV2			
	Période de retour (ans)			
	5	10	50	100
0	0	0	0	0
0.121	0.165	0.251	0.521	0.784
0.242	0.66	1.002	2.082	3.136
0.363	1.485	2.255	4.685	7.055
0.484	2.64	4.009	8.329	12.542
0.605	4.125	6.264	13.014	19.597
0.726	5.94	9.020	18.74	28.22
0.936	0.504	0.766	1.923	2.896
1.146	0.183	0.279	0.796	1.198
1.356	0.039	0.060	0.227	0.341
1.566	0.001	0.002	0.025	0.038
2.40	0	0	0	0

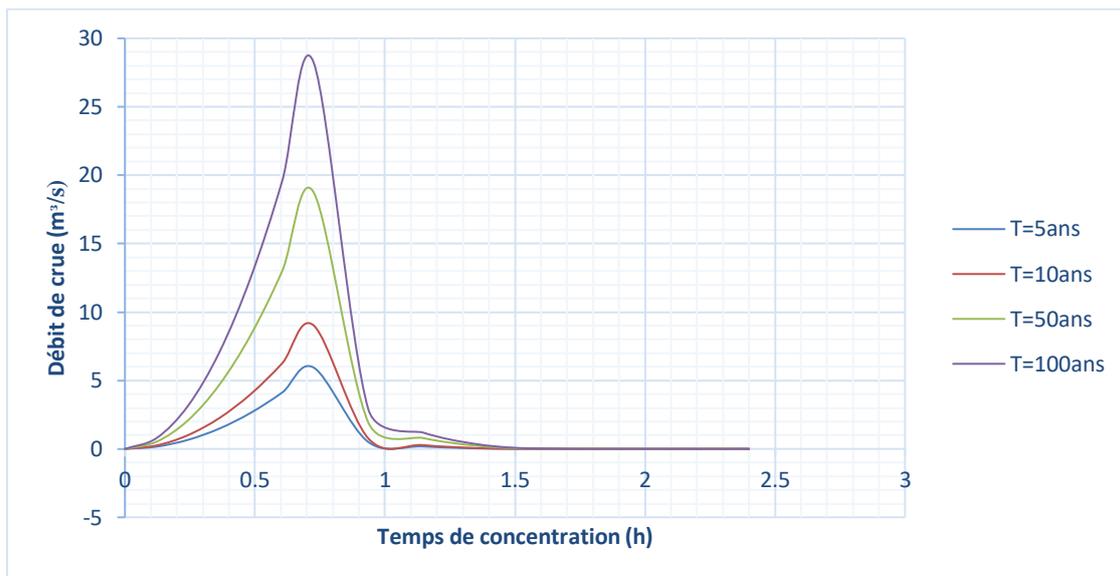


Figure III. 12 : Hydro-gramme de crue du SBV2

Tableau III. 29 : Débits de crue et de décrue pour le sous bassin SBV3

T heures	SBV3			
	Période de retour (ans)			
	5	10	50	100
0	0	0	0	0
0.124	0.165	0.250	0.520	0.783
0.247	0.659	1.001	2.080	3.132
0.371	1.483	2.253	4.680	7.047
0.494	2.637	4.005	8.320	12.529
0.618	4.121	6.257	13.000	19.576
0.742	5.940	9.020	18.740	28.220
0.865	0.716	1.088	2.260	3.403
0.989	0.446	0.677	1.406	2.117
1.112	0.254	0.385	0.800	1.204
1.236	0.127	0.192	0.399	0.601
1.360	0.051	0.078	0.161	0.243
1.483	0.014	0.021	0.044	0.066
2.45	0.001	0.002	0.004	0.006

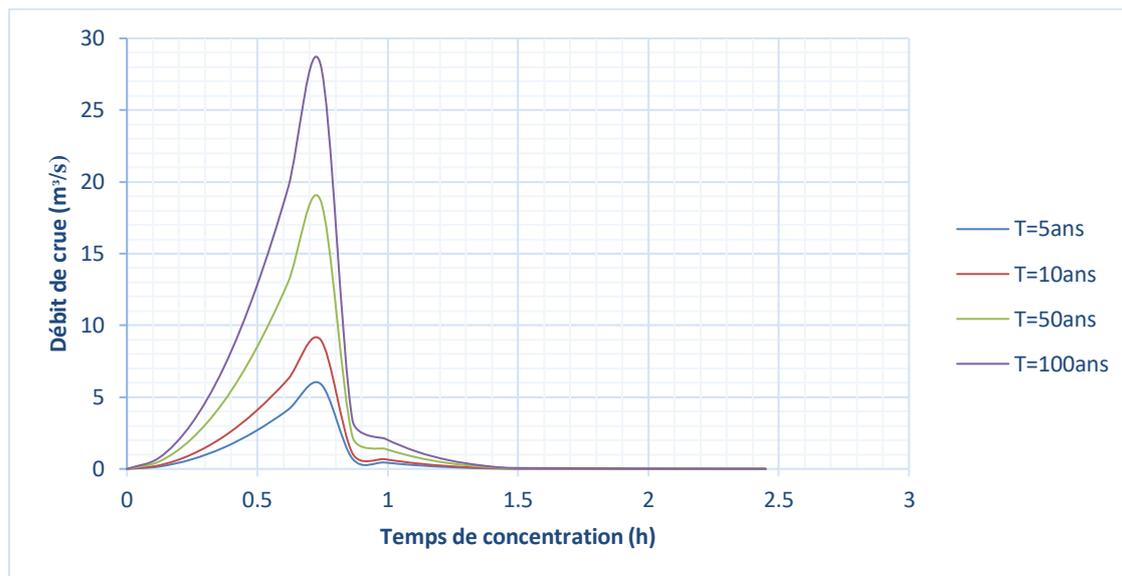


Figure III. 13 : Hydro-gramme de crue du SBV3

III.10. Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé :

- ◆ Le modèle fréquentiel le plus adéquat pour la série pluviométrique (période 1976/2012) présenté par la loi Gumbel.
- ◆ Les débits des crues par différentes méthodes afin de choisir un résultat représentatif qui est le modèle de l'ANRH.
 - ✓ $Q_{100} \text{SBV1} = 28.22 \text{ (m}^3/\text{s)}$
 - ✓ $Q_{100} \text{SBV2} = 14.15 \text{ (m}^3/\text{s)}$
 - ✓ $Q_{100} \text{SBV3} = 11.31 \text{ (m}^3/\text{s)}$
- ◆ Les hydro-grammes des crues pour voir l'évolution des crues dans le temps. Cette évaluation permet de fixer les valeurs des crues qui traversent la zone d'étude qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique des ouvrages de protection contre les risques des inondations pour la ville de Boussaada avec :
 - ✓ $Q_{100} \text{SBV1} = 27.08 \text{ (m}^3/\text{s)}$
 - ✓ $Q_{100} \text{SBV2} = 12.46 \text{ (m}^3/\text{s)}$
 - ✓ $Q_{100} \text{SBV3} = 12.05 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Chapitre IV

Calcul hydraulique

IV.1. Introduction :

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 dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'écoulement à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présentation d'une surface libre entraîne les variations des section liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanents, uniformes ou non uniformes.

IV.2. Généralités sur les écoulements à surface libre

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 (Dewals, 2002).

IV.2.2. Les canaux

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. 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 est celle où le rayon hydraulique est maximal, est la section minimale. Parmi toutes les fonctions de section, la forme semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la forme trapézoïdale ou rectangulaire qui présente des avantages de simplicité et de réalisation.

On distingue deux types de canaux :

- **Les canaux naturels** : sont les cours d'eau qui existe naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques de ces canaux sont généralement assez irrégulières.
- **Les canaux artificiels** : sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre, telle que : les canaux découverts construits au ras du sol ou les canaux couverts (égouts et drains...etc) (Serre,1953).

IV.2.3. Types d'écoulements

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont représentés dans la figure suivante.

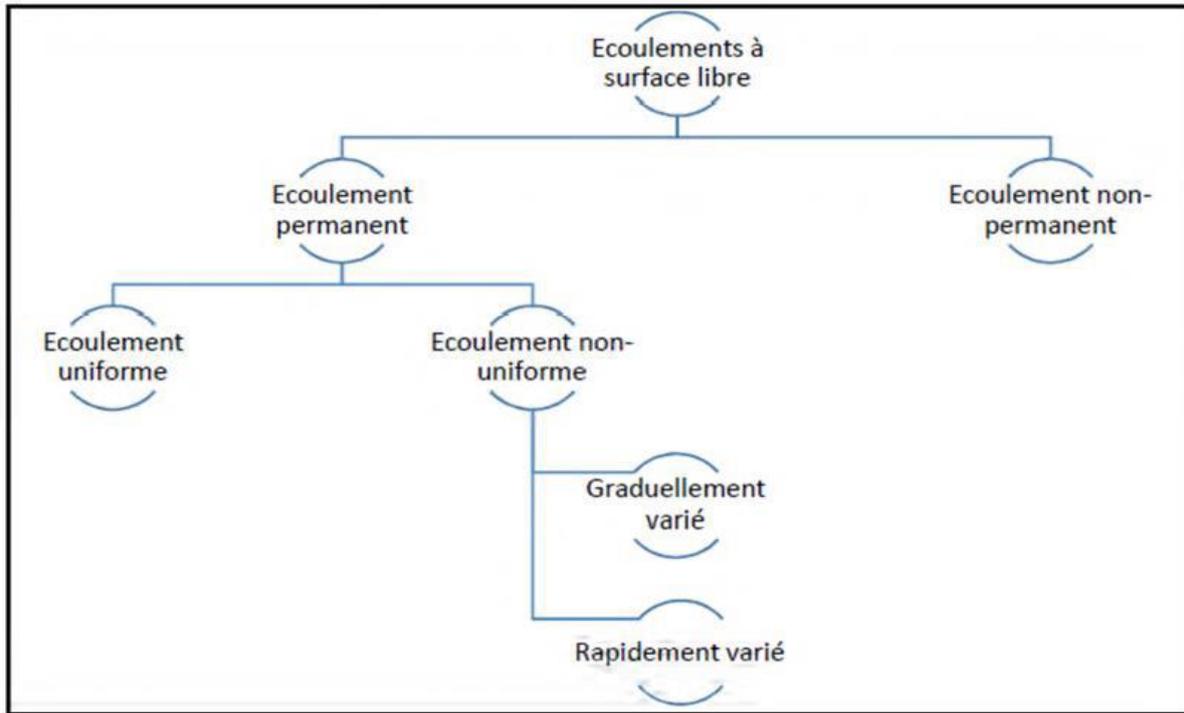


Figure IV. 1 : Classification des écoulements à surface libre (Guesri, 2014).

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

IV.2.3.1. Variabilité dans le temps

- ❖ **Écoulement permanent :** est défini lorsque ces paramètres : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction:

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

- ❖ **Écoulement non permanent :** est défini lorsque ces paramètres : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est -à-dire :

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

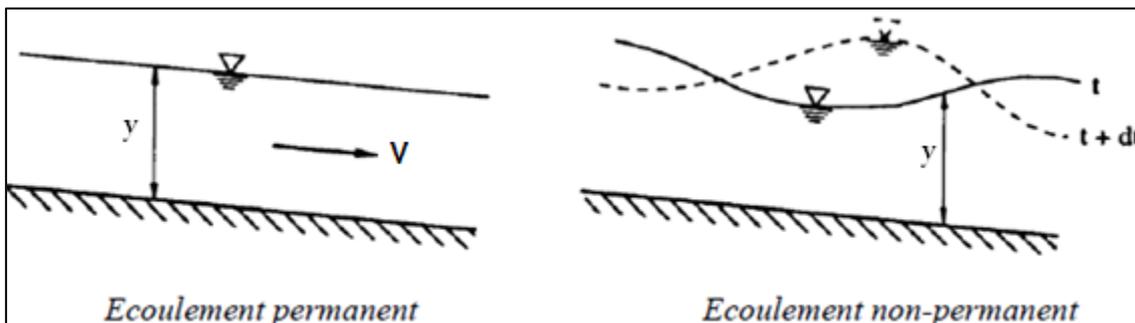


Figure IV. 2 : Schémas des écoulements permanent et non permanent (Vazquez,2016).

IV.2.3.2. Variabilité dans l'espace

- ❖ **Ecoulement uniforme** : Est défini lorsque ces paramètres : vitesse, pente, rugosité section et profondeur restent invariables dans l'espace. C'est –à-dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{di}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{ds}{dt} = 0 \quad (\text{IV.3})$$

- ❖ **Ecoulement non uniforme** : Est défini lorsque ces paramètres : vitesse, pente, rugosité section et profondeur se varient dans l'espace. C'est –à-dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{di}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{ds}{dt} \neq 0 \quad (\text{IV.4})$$

On distingue deux types :

- ❖ **Ecoulement non uniforme graduellement varié** : lorsque la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible typiquement six désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a :

$$\frac{\Delta h}{x} \ll 1$$

- ❖ **Ecoulement non uniforme rapidement varié** : lorsque la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante (Vazquez,2016).

IV.2.4. Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement.

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

- Le nombre de Froude : est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inertie.
- Le nombre de Reynolds : est le rapport entre les forces de frottement et les force d'inertie.
- La rugosité relative : est le rapport entre la hauteur de la rugosité et une longueur caractéristique.

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

Écoulement laminaire $Re < 500$

Écoulement transitoire $500 < Re < 2000$

Écoulement turbulent $2000 < Re$

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

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

Ecoulement fluviale $Fr < 1$
 Ecoulement torrentielle $1 < Fr$
 Ecoulement critique $Fr=1$

Avec: $Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}}$ (IV.5)

Par conséquent les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent Quatre régimes d'écoulement

Fluvial-Laminaire $Fr < 1, Re < 500$

Fluvial-Turbulent $Fr < 1, 2000 < Re$

Torrentiel-Laminaire $1 < Fr, Re < 500$

Torrentiel-Turbulent $1 < Fr, 2000 < Re$

Finalement un écoulement uniforme ou variant graduellement peut être caractérisé selon son régime : fluviale, critique ou torrentiel (Vazquez,2016).

IV.3. 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.3.1. 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.3.2. Formules de calcul :

La formule de base de calcul pour un écoulement permanent uniforme est celle de Chézy. Elle est donnée en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V \times S$$

Avec V selon Chezy :

$$V = C \times \sqrt{RI}$$

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

R_h : rayon hydraulique (m)

I : pente hydraulique ou pente du cours d'eau (m/m)

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

Par substitution dans l'équation de continuité on obtient :

$$Q = C.S. \sqrt{R_h \cdot I}$$

IV.3.2.1. Détermination du coefficient de Chézy :

Les modèles qui ont été développés par la suite, utilisent, en général, l'équation de Chézy dans laquelle ils cherchent à mieux décrire le coefficient "C".

❖ Formule de Manning-Strickler :

En 1809, un ingénieur irlandais nommé Manning présenta une formule qui, par la suite, a été réduite à la forme que l'on connaît :

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2}$$

Où le coefficient de Chézy a pour valeur :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6}$$

Avec :

V : Vitesse de l'écoulement (m/s)

R_h : Rayon hydraulique (m)

I : Pente (m/m)

n : Coefficient de rugosité de Manning

On pose $\frac{1}{n} = K_s$ (K_s coefficient de rugosité de Strickler)

En substituant La formule de Manning-Strickler dans la formule de Chézy, on pourra écrire selon Strickler :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} I^{1/2}$$

Alors l'équation de continuité s'écrit alors :



$$Q = V.S = \frac{1}{n} R_h^{2/3} . I^{1/2} . S = K_s . R_h^{2/3} . I^{1/2} . S$$

R_h : Rayon hydraulique(m).

K_s : Coefficient de rugosité de Strickler.

I : Pente du fond du canal dans le cas du régime uniforme

❖ Formule de Bazin :

Bazin considère que la valeur du coefficient de Chézy dépend du rayon hydraulique mais ne dépend pas de la pente du canal, le coefficient C peut alors être déterminé par la relation :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R_h}}}$$

Avec :

m_b : Coefficient de rugosité de Bazin qui dépend du type du canal à ciel ouvert.

R_h : Rayon hydraulique.

La formule de Manning-Strickler est la formule la plus utilisée dans les écoulements dans les canaux artificiels ou naturels (Vazquez,2016).

❖ Formule d'Agroskine

Agroskine souligna qu'en l'absence des résultats expérimentaux suffisants relatifs au paramètre de Poli (k), on peut également utiliser la relation suivante :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h$$

Cette relation est valable dans la gamme :

Pour n : $0.009 \leq n \leq 0.040$

Pour R_h : $0.009 \leq R_h \leq 0.040$

Avec :

C : Coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$)

R_h : Rayon hydraulique (m).

n : Coefficient de rugosité.

(Vazquez,2016).

IV.4. Paramètres géométriques

IV.4.1. 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 J et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{\max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximum, et la section S est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. On a :

$$S_m = \frac{\pi \cdot r}{2}$$

$$P_m = \pi \cdot r$$

$$R_h = \frac{r}{2} = \frac{h}{2}$$

Avec :

S_m : section mouille (m^2)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

(Vazquez,2016).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation. A cet effet notre choix portera sur la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

1- Canal à section rectangulaire :

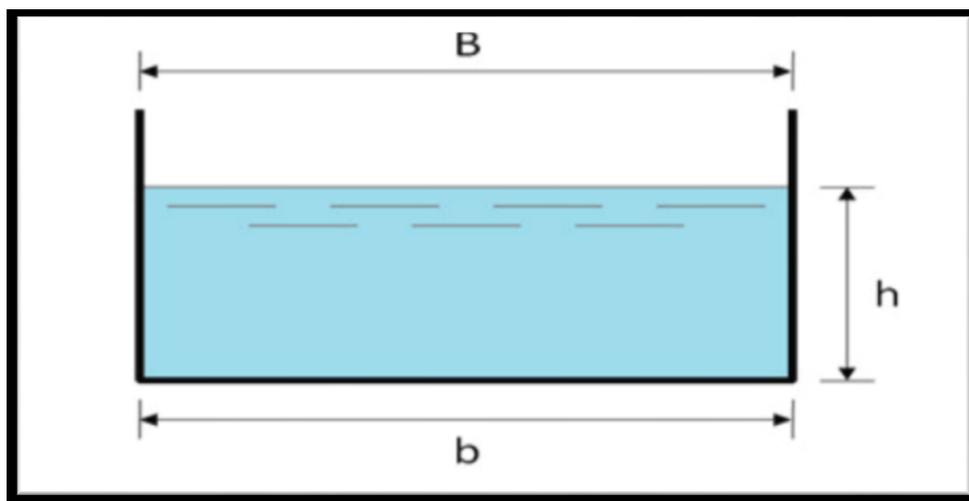


Figure IV. 3 : Canal à forme rectangulaire
(https://fr.wikipedia.org/wiki/Diam%C3%A8tre_hydraulique).

h : tirant d'eau maximum (pour Q_{\max}), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

B = b parce que m = 0.

Les paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur et de profondeur sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h (Vazquez,2016).

Paramètres	Expression
B	2h
S	h.b
P	2h+b
Rh	$\frac{S}{P} = \frac{h \cdot b}{2h + b}$

2- Canal à section trapézoïdale :

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit :

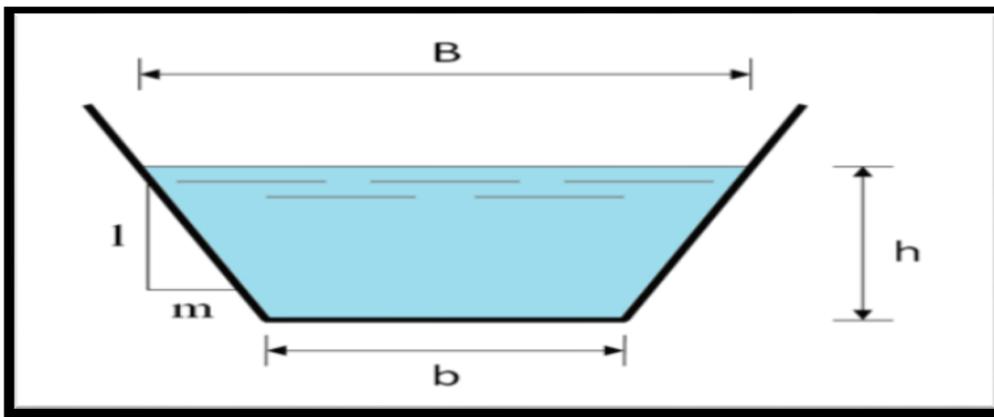


Figure IV. 4 : Canal à forme trapézoïdale

(https://fr.wikipedia.org/wiki/Diam%C3%A8tre_hydraulique).

Où :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

Les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale (Vazquez,2016).

Paramètres	Expression
b (m)	$2h(\sqrt{1+m^2}-m)$
B (m)	$b+2mh$
S (m ²)	$h(b+mh)$
P (m)	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$
Rh (m)	$\frac{S}{P} = \frac{h(b+mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$

Tableau IV. 3 : Quelques ordres de grandeur de fruit de talus(Vazquez,2016).

Nature de terrain	Fruit de talus (m)
Rocheux	0.25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0.5
Argile dure	0.75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1.5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

IV.4.2. Calcul des paramètres hydrauliques :

A) Hauteur critique :

$$h_{cr\text{trapézoïdal}} = \frac{\sqrt[3]{\frac{Q^2}{g} \times (b+2mh_{cr})}}{b+mh_{cr}} \quad (\text{IV.6})$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad q = \frac{Q}{b} \quad (\text{IV.7})$$

$h_{cr\text{trapézoïdale}}$: hauteur d'eau critique dans le canal trapézoïdale en (m).

h_{cr} : hauteur d'eau critique dans le canal rectangulaire en (m).

Q : débit évacué (m³/s).

b : largeur du canal (m).

m : pente des talus du canal.

g : accélération de la gravité, (m/s²).

q : débit spécifique (m³/s/m).

B) Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{(C_{Cr}^2 \times S_{Cr}^2 \times R_{Cr})} \quad (\text{IV.8})$$

$$I_{cr} = \frac{(n^2 \times V_{Cr}^2)}{(R_{Cr}^{4/3})} \quad (\text{IV.9})$$

I_{cr} : pente critique.

Q : débit déversé en m^3/s .

C_{cr} : coefficient de Manning Strickler,

$$C_{cr} = (1/n) \times R_{cr}^{1/6} \quad (\text{IV.10})$$

n : coefficient de Manning pour le béton armée $n = 0,014$.

R_{cr} : rayon hydraulique critique en (m),

$$R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}. \quad (\text{IV.11})$$

S_{Cr} : section critique en (m^2),

$$S_{cr} = h_{crtrap} \times (b + m \times h_{crtrap}) \quad (\text{IV.12})$$

P_{cr} : périmètre critique en (m),

$$P_{cr} = b + 2 \times h_{crtrap} \times (m^2 + 1)^{0,5} \quad (\text{IV.13})$$

V_{cr} : vitesse critique (m/s),

$$V_{cr} = Q / (h_{crtrap} \times (b + 2 \times m \times h_{crtrap})) \quad (\text{IV.14})$$

$h_{crtrapézoïdale}$: hauteur d'eau critique dans le canal trapézoïdal en (m).

b : largeur du canal (m).

q : débit spécifique ($\text{m}^2/\text{s}/\text{m}$).

m : pente des talus du canal égal à 1.

C) Nombre de Froude critique : (Vazquez,2016).

$$Fr_{cr} = \frac{V_{cr}}{\sqrt{gh_{crtrap}}} \quad (IV.15)$$

Fr_{cr} : Nombre de Froude critique.

V_{cr} : vitesse critique (m/s),

$h_{crtrapézoïdale}$: hauteur d'eau critique dans le canal trapézoïdal en (m).

g : accélération de la gravité (m/s^2).

D) Hauteur normale : (Vazquez,2016).

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme, elle est calculée en utilisant la formule suivante :

$$Q = V \times S \quad (IV.16)$$

Q : débit en (m^3/s).

S : section en (m^2).

V : vitesse en (m/s).

Pour l'écoulement uniforme, la vitesse V est donnée par Chezy.

$$V = C \times (R \times I)^{1/2} \quad (IV.17)$$

C : constante de Manning Strickler

$$C = KR^{1/6} = 1/n R^{1/6} \quad (IV.18)$$

I : pente (m/m).

R : rayon hydraulique (m),

$$R_{cr} = S/P \quad (IV.19)$$

n : coefficient de Manning pour le béton armée $n = 0,014$.

Substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante,

$$Q = V \times S$$

$$Q = [C \times (R \times I)^{1/2}] \times [h_n \times (b + m \times h_n)]$$

$$Q = [(1/n) \times R^{1/6} \times [(S/P) \times I]^{1/2}] \times [h_n \times (b + m \times h_n)]$$

$$Q = [(1/n) \times (S/P)^{1/6} \times [(S/P) \times I]^{1/2}] \times [h_n \times (b + m \times h_n)]$$

$$Q = [(1/n) \times \{ [h_n \times (b + m \times h_n)] / [b + 2 \times h_n \times (m^2 + 1)^{1/2}] \}^{1/6} \times [h_n \times (b + m \times h_n)]$$

$$/[b + 2 \times h_n \times (m^2 + 1)^{1/2}] \times I]^{1/2} \times [h_n \times (b + m \times h_n)]$$

Q : débit déversé en m³/s.

R : rayon hydraulique en (m),

S : section en (m²),

$$S = h_n \times (b + m \times h_n) \quad (\text{IV.20})$$

P: périmètre en (m),

$$P = b + 2 \times h_n \times (m^2 + 1)^{1/2} \quad (\text{IV.21})$$

h_n : hauteur d'eau normale dans le canal trapézoïdal en (m).

b : largeur du canal (m).

n : coefficient de Manning pour le béton armé $n = 0,014$.

I : pente (m/m).

C : coefficient de Manning Strickler,

$$C = (1/n) \times R^{1/6} \quad (\text{IV.22})$$

m : pente des talus du canal égal à 1.

V_n : vitesse normale (m/s),

$$V_n = Q / (h_n \times (b + 2 \times m \times h_n)) \quad (\text{IV.23})$$

IV.5. Calcul de la ligne d'eau :

IV.5.1. L'équation de la ligne d'eau : (Vazquez,2016)

L'énergie spécifique H_s (charge spécifique) d'une section transversal mouillé est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par rapport à un plan de référence donné ou choisi.

$$H_s = H_p + H_c \quad (\text{IV.24})$$

Avec :

Energie potentielle égale à h

Energie cinétique égale à H_c ; $H_c = \frac{V^2}{2 \times g}$

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau est basée sur l'équation d'énergie, et l'équation de la continuité :

$$H=Z+h+\frac{V^2}{2*g} \tag{IV.25}$$

IV.5.2. Différentes formes de courbes de remous : (Vazquez,2016)

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = Sx Cx \sqrt{R} = K \tag{IV.26}$$

$$S_n x C_n x \sqrt{R} = K_n \tag{IV.27}$$

$$\frac{dh}{dx} = j_f \frac{1 - (\frac{K_n}{K})^2}{1 - F_r^2} \tag{IV.28}$$

Pour différentes valeurs de pentes de fond et pour un débit constant, il existe cinq types de courbes de remous, à savoir :

- ◆ Courbes de remous type M.
- ◆ Courbes de remous type S.
- ◆ Courbes de remous type H.
- ◆ Courbes de remous type A.
- ◆ Courbes de remous type C.

Tableau IV. 4 : Conditions de classification des courbes de remous (Vazquez,2016).

Conditions		J _f -J _w	Signe de numérateur	1-Fr ²	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx	Type de courbe
J _f > 0	h > h _n > h _c	< 1	> 0	< 1	> 0	> 0	M1
J _f < i _c	h _n > h > h _c	> 1	< 0	< 1	> 0	< 0	M2
h _n > h _c	h _n > h _c > h	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	M3
J _f > 0	h > h _c > h _n	< 1	> 0	< 1	> 0	> 0	S1
J _f > i _c	h _c > h > h _n	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0	S2
h _n < h _c	h _c > h _n > h	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	S3
J _f > 0	h > h _c = h _n	< 1	> 0	< 1	< 0	> 0	C1
J _f = i _c	h < h _c = h _n	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	C3
h _n = h _c							
J _f = 0	h > h _c	-	< 0	< 1	> 0	< 0	H2
J _f = 0	h < h _c	-	< 0	> 1	< 0	> 0	H3
h _n = ∞							
J _f < 0	h > h _c	-	< 0	< 1	> 0	< 0	A2
J _f < 0	h _c > h	-	< 0	> 1	< 0	> 0	A3
h _n < 0							

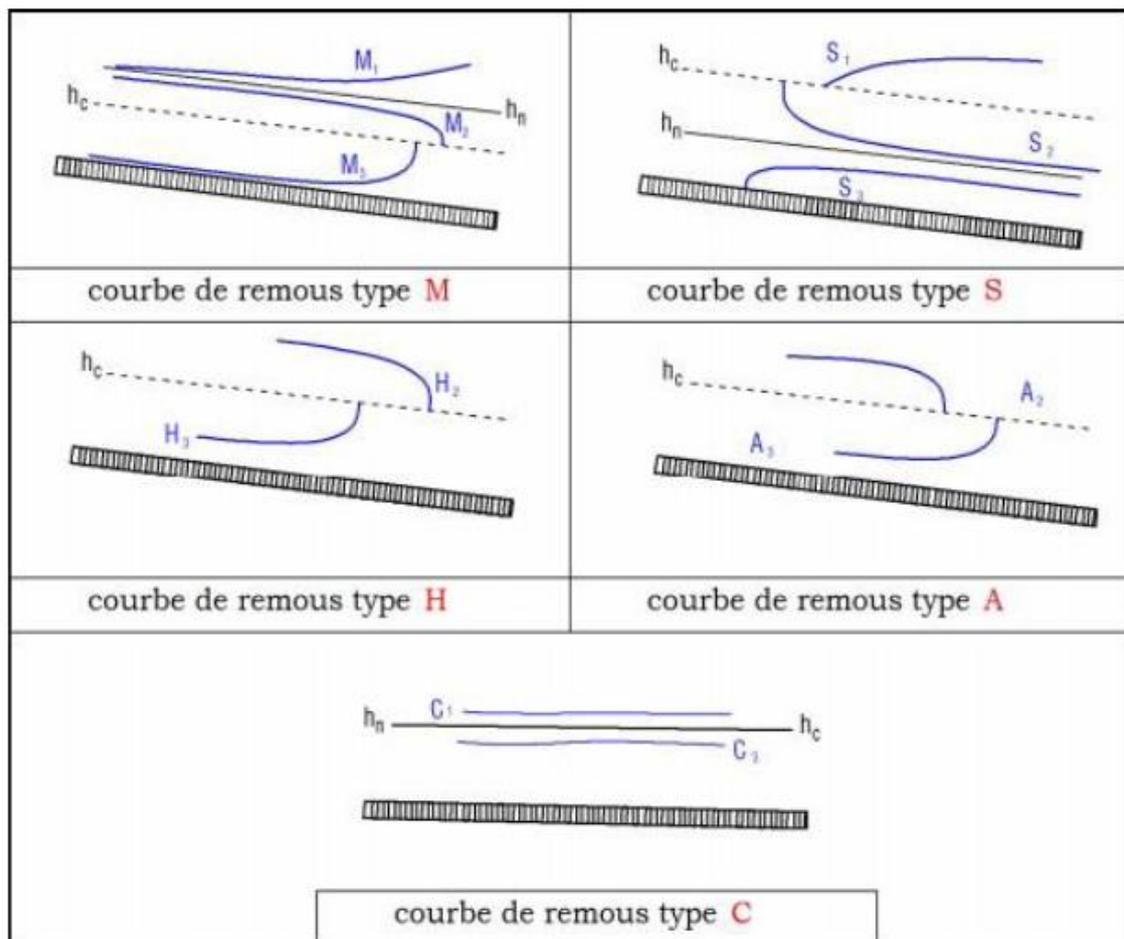


Figure IV. 5 : Différents types de courbes de remous
(<https://www.yumpu.com/fr/document/view/26805234/ch-5-courbe-de-remous>).

IV.5.3. Calcul de la surface d'eau

L'équation de la surface d'eau va permettre de préciser l'aspect général des différentes formes de la surface d'eau.

Il est nécessaire de passer à l'intégration de l'équation de la surface d'eau, pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre. On peut distinguer les méthodes de calcul suivantes :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.
- Logiciels de calcul de ligne d'eau en rivière ou canaux (logiciel de calcul permanent et fluvial et logiciel de calcul transitoire).

Dans la présente étude, le logiciel **HEC-RAS** VERSION 5.0.7 développé US ARMY CORPS OF ENGINEERS, a été utilisé et a nécessité une banque de données bien fournie concernant les tronçons des oueds considérés.

❖ Les données géométriques relatives à chaque section :

- Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
- Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
- 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, les conditions initiales et les conditions aux limites.

IV.6. Principe de fonctionnement du logiciel HEC RAS :

Logiciel HEC RAS permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœuds, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique.

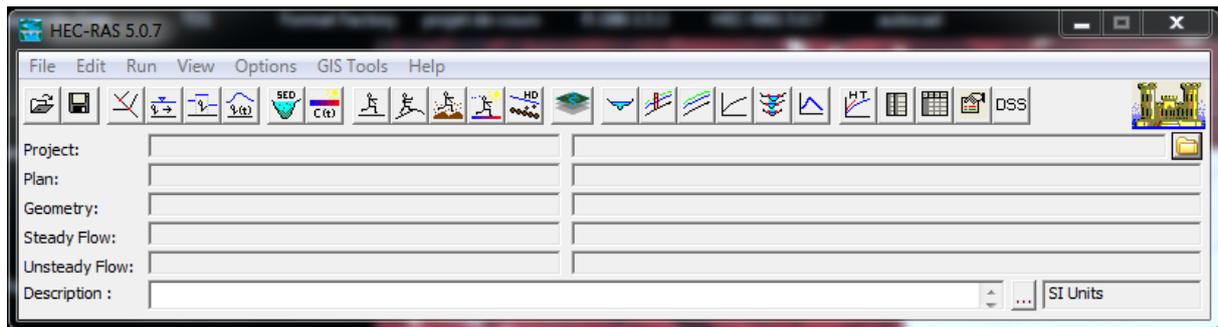


Figure IV. 6 : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

IV.6.1. Démarche de la simulation :

Cette démarche se fait en quatre étapes :

- Modélisation de la rivière.
- Modélisation de l'écoulement.
- Mise en marche de la simulation.
- Visualisation des résultats et constatation.

IV.6.1.1. Modélisation de la rivière :

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique. La réalisation de la géométrie d'oued de Boussaada, 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 **Auto CAD Civil 3D**, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS en donnant les profils transversaux de l'amont à l'aval espacés de 20 mètres. Mais avant de passer à **HEC-RAS** on passe d'abord à **HEC-RAS Flipper** pour inverser le sens d'écoulement pour que le logiciel **HEC-RAS** puisse lire l'écoulement de l'amont à l'aval et pas le contraire. Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

L'approche a été appliquée aux deux affluents étudiés.

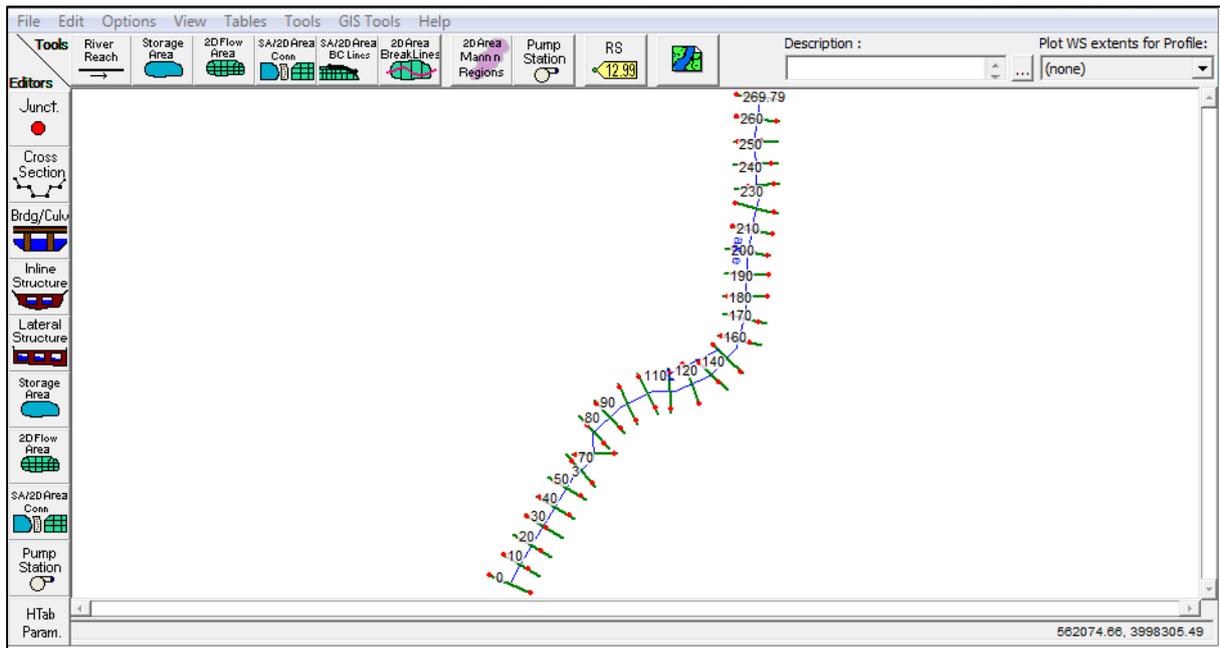


Figure IV. 7 : Définition du tracé de l'oued et des sections de l'affluent 1.

IV.6.1.2. Modélisation de l'écoulement

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

- Un débit en entrée.
- Coefficient de Manning.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

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 :

- ✓ **Hauteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- ✓ **Hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- ✓ **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.

IV.6.1.3. Mise en marche de la simulation :

Après avoir introduit les données géométriques et hydrométriques de chaque affluent, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas, on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, à ce stade la simulation a été lancée.

IV.6.1.4. Visualisation des résultats et constatation

Après avoir lancer le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Mais aussi les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie sont bien identifiées. Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers.

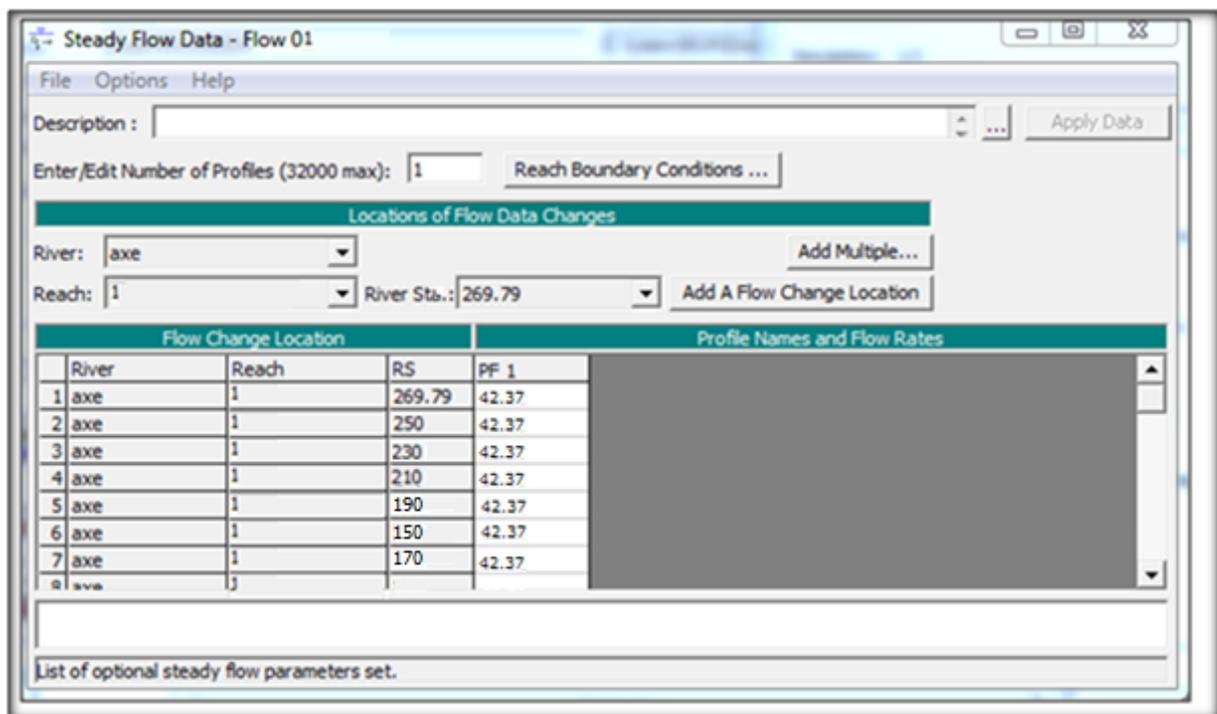


Figure IV. 8 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l'affluent 1.

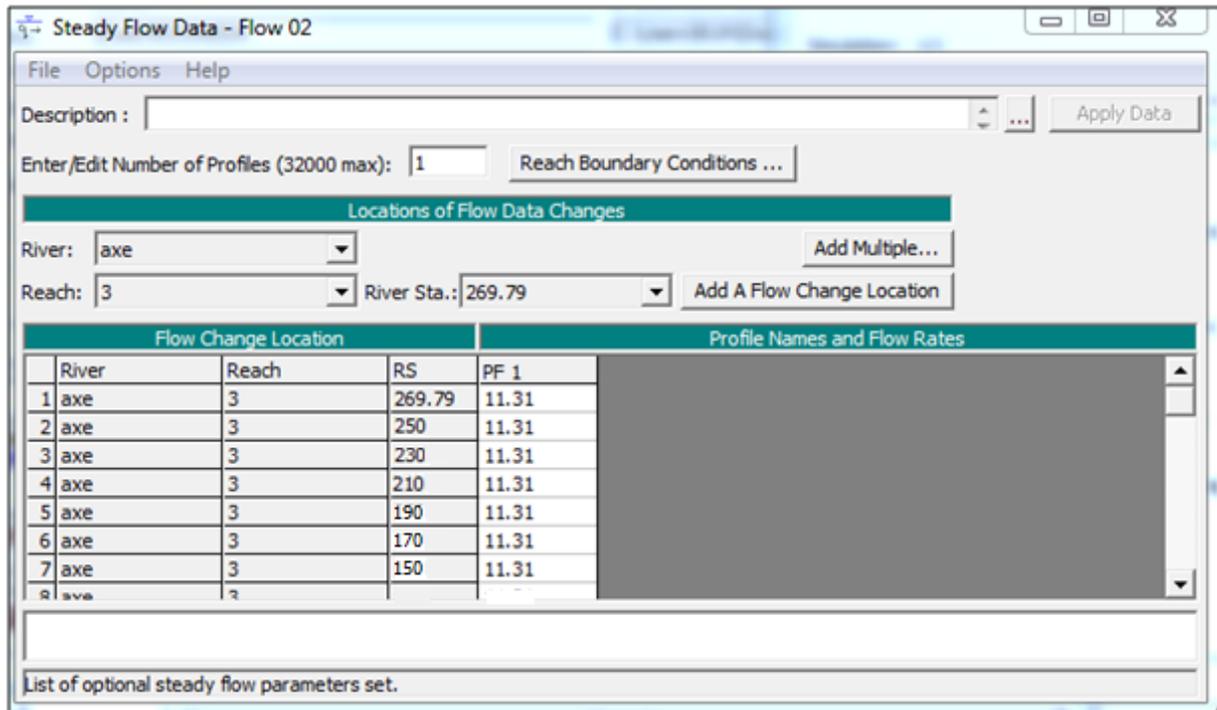


Figure IV.9 : Définition de la crue et des conditions aux limites de l’affluent 2

IV.6.1.5. Données hydrométriques et conditions aux limites

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l’étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier le débit d’entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l’eau en chaque section de l’Oued.

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la méthode de l’ANRH pour la période de retour de 100 ans.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique comme une condition aux limites, puisque on ne dispose pas d’information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien des mesures complètes qui pourraient nous permettre d’utiliser les autres alternatives (la hauteur normale et la hauteur d’eau connue).

IV.7. Résultats des simulations :

Le plan du cours d’eau en trois dimensions du modèle géométrique ainsi que le profil en long des 02 affluents simulés sont montrés respectivement sur les figures ci –après pour l’évènement hydrométéorologique considéré.

◆ Les sections des deux affluents :

1^{er} Affluent (axe 3) :

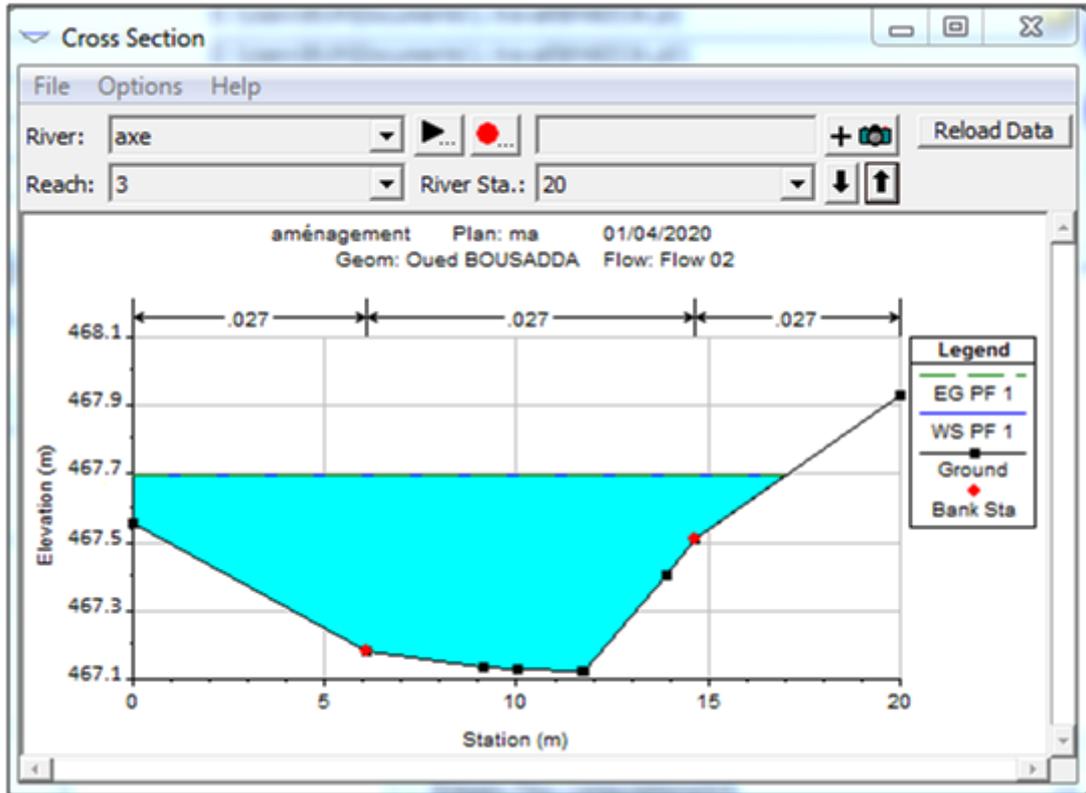


Figure IV.10 : Sections en travers du canal^{1^{er}} Affluent (axe 3)

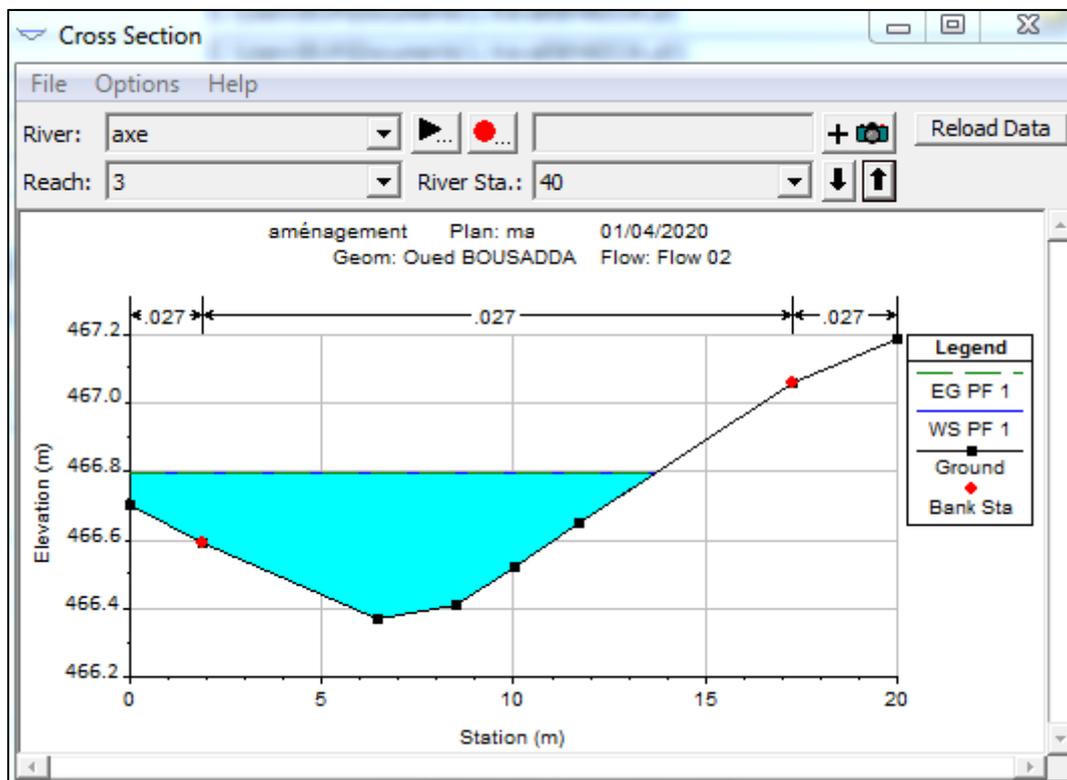


Figure IV.11 : Sections en travers du canal^{1^{er}} Affluent (axe 3)

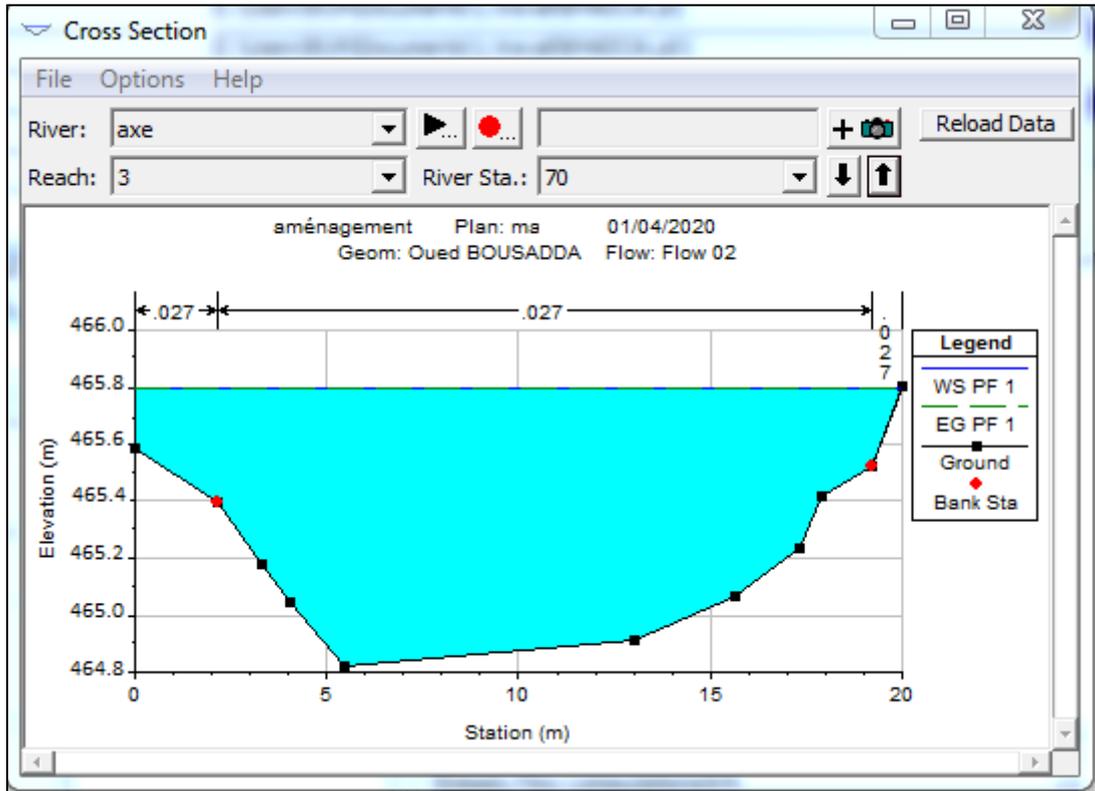


Figure IV.12 : Sections en travers du canal 1^{er} Affluent (axe 3)

2^{eme} Affluent (axe 1) :

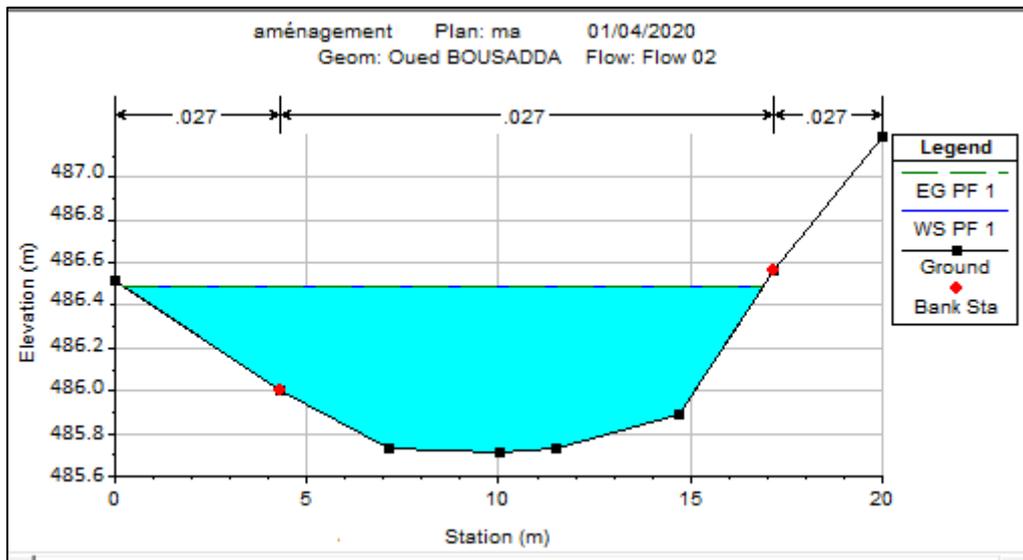


Figure IV.13 : Sections en travers du canal 2^{eme} Affluent (axe 1)

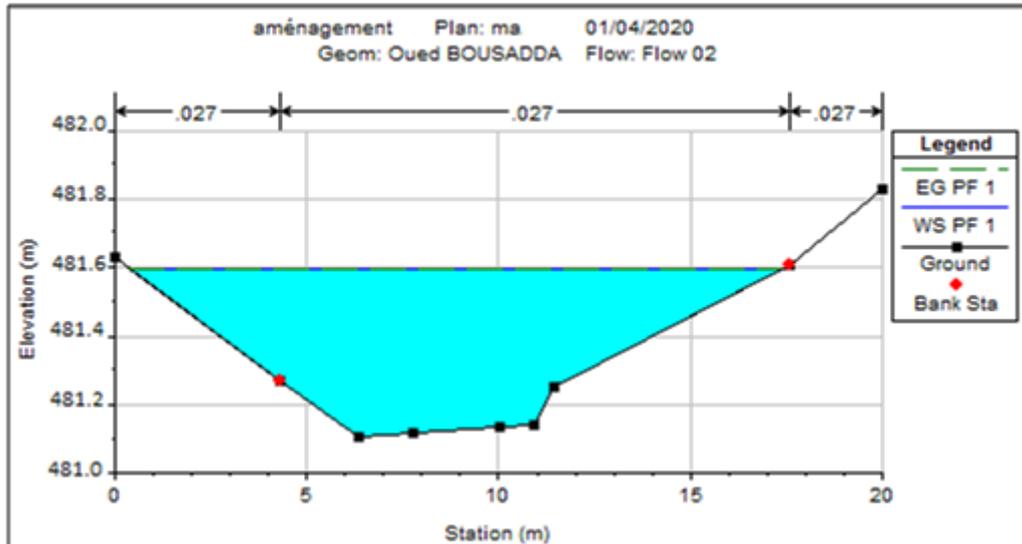


Figure IV.14 : Sections en travers du canal^{2^{eme}} Affluent (axe 1)

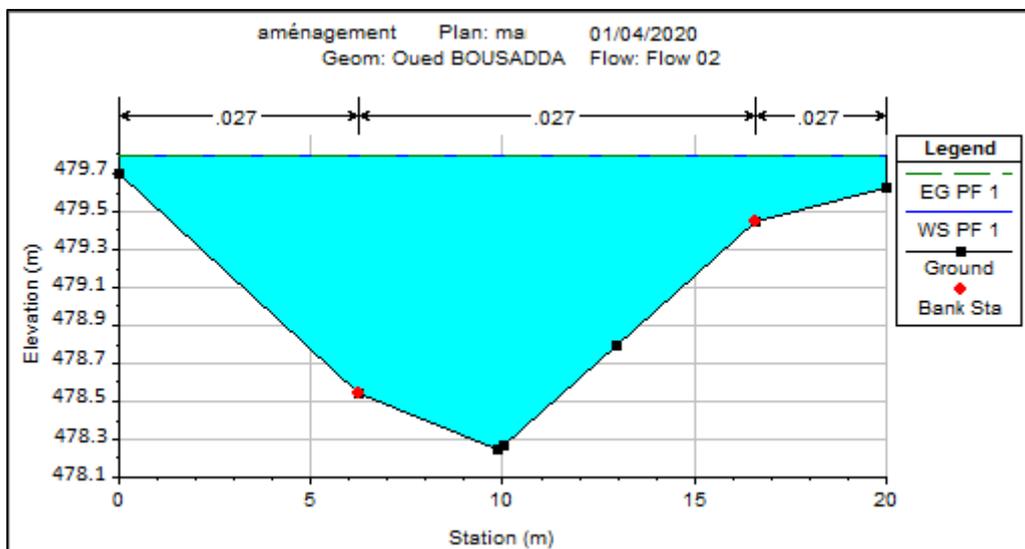


Figure IV.15 : Sections en travers du canal^{2^{eme}} Affluent (axe 1)

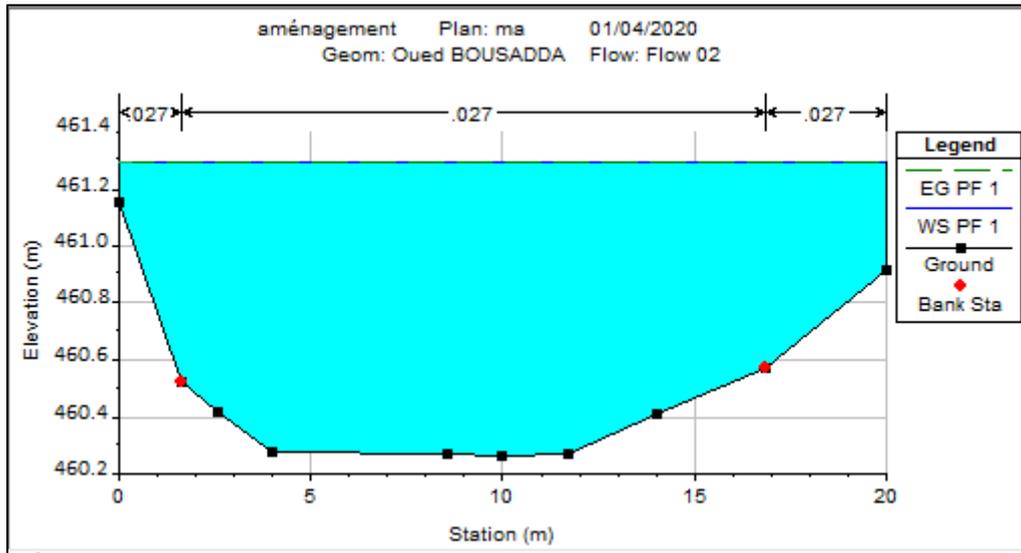


Figure IV.16 : Sections en travers du canal 2^{eme} Affluent (axe 1)

IV.8. 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 pouvoir localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

La détermination des zones inondables par la modélisation hydraulique d'Oued Boussaada donne une vision claire et simple pour les différentes variantes optimales et scénarios d'aménagement à être réalisés afin de protéger la vie, les biens matériels et les terres agricoles avoisines.

Chapitre V

Etude des variantes

V.1. Introduction :

Le but de cette étude est de sélectionner les meilleures solutions d'aménagements 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 pour bien protéger la ville de Bousaada contre les inondations.

V.2. Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude :

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de la ville de Bousaada 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 (Boumar,2019).

V.2.1. Choix le type d'aménagement envisageable :

Il existe des différents types d'aménagements des oueds chacun leur caractéristique. Ces types sont comme suit :

- 1. Curage :** Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante (Boumar,2019).
- 2. Recalibrage :** Qui 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 (Boumar,2019).
- 3. Réalisation des canaux :** Permet 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 des bâtiments ou par la voirie (Boumar,2019).
- 4. Protection des berges :** Qui 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 (Boumara,2019).
- 5. Création des canaux périphériques :** De 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 (Boumara,2019).

V.2.2. Les formules de dimensionnement des canaux :

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

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

Avec:

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

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

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = S_m / P_m \quad (V.2)$$

Le tableau suivant donne les formules des éléments géométriques pour cinq différents types de section de canaux:

Surface S		$S = m.h^2$	$S = bh + m.h^2$	$S = Bh - \frac{(B-b)^2}{4m}$	$S = \frac{D^2}{4}(\delta - \sin \delta \cos \delta)$	$S = Dh + D^2 \left(\frac{\pi}{8} - \frac{1}{2} \right)$
Périmètre mouillé P		$P = 2h\sqrt{1+m^2}$	$P = b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$P = 2h + b + \frac{(B-b)}{m}(\sqrt{1+m^2} - 1)$	$P = D\delta$	$P = 2h + D \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right)$
Rayon Hydraulique R _h		$R_h = \frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$	$R_h = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$R_h = \frac{S}{P}$	$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \delta \cos \delta}{\delta} \right)$	$R_h = \frac{S}{P}$
Largeur B		$B = 2mh$	$B = b + 2mh$	B	$B = D \sin \delta$	$B = D$
Profondeur hydraulique D _h		$D_h = \frac{h}{2}$	$D_h = \frac{bh + mh^2}{b + 2mh}$	$D_h = \frac{S}{B}$	$D_h = \frac{D(\delta - \sin \delta \cos \delta)}{4 \sin \delta}$	$D_h = \frac{S}{B}$
S.y _G		$Sy_G = \frac{mh^3}{3}$	$Sy_G = \left(\frac{b}{2} + \frac{mh}{3} \right) h^2$	$Sy_G = \frac{Bh^2}{2} - \frac{h(B-b)^2}{4m} + \frac{(B-b)^3}{24m^2}$	$Sy_G = \frac{D^3}{8} \left(\frac{\sin \delta - \frac{\sin^3 \delta}{3}}{\delta \cos \delta} \right)$	$Sy_G = \frac{D}{2} \left(h - \frac{D}{2} \right)^2 + \frac{\pi D^2}{8} \left(h - \frac{D}{2} \right) + \frac{D^3}{12}$

Figure V. 1 :Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Vazquez,2016).

V.2.3. Choix des paramètres de dimensionnement :

V.2.3.1. 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 qui varie entre 0.12% et 3.32% .

V.2.3.2. 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. 1 : valeurs du coefficient de rugosité (Vazquez,2016).

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	0.03

V.2.3.3. 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 (degoutti, 2008).

Tableau V. 2 :Revanches utilisées (Freeboard) (degoutti, 2008)

Débits (m ³ /s)	<0.75	0.75 à 1.5	1.5 à 8.5	>8.5
Revanche (m)	0.45	0.6	0.75	0.9

V.2.3.4. 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 (Deggoute gerard,2012).

Tableau V. 3 :Valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés

Lit	Vitesse Ver (m/s)
Pavage de pierre ç une couche	2.5 - 4
Gabions	04-06
Revêtement en béton	06-10
Béton armé	<10

V.3. Etudes des variantes :

Le but de cette étude, est de bien protéger les logements Boussaada contre les crues. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles.

Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques et respecter aussi la configuration des logements projetés.

Pour cette étude, nous proposons 02 variantes pour la protection contre les inondations:

- Un canal en béton armé de forme trapézoïdale.
- Un canal en gabion.

V.3.1. Première variante : canal en béton armé

La première variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain. Un canal en béton présente :

- ◆ Une durée de vie plus importante.
- ◆ Une forme étroite bien adoptée à la ville.
- ◆ Les meilleures caractéristiques hydrauliques.
- ◆ Une durée de réalisation très courte, et assure une meilleure protection.

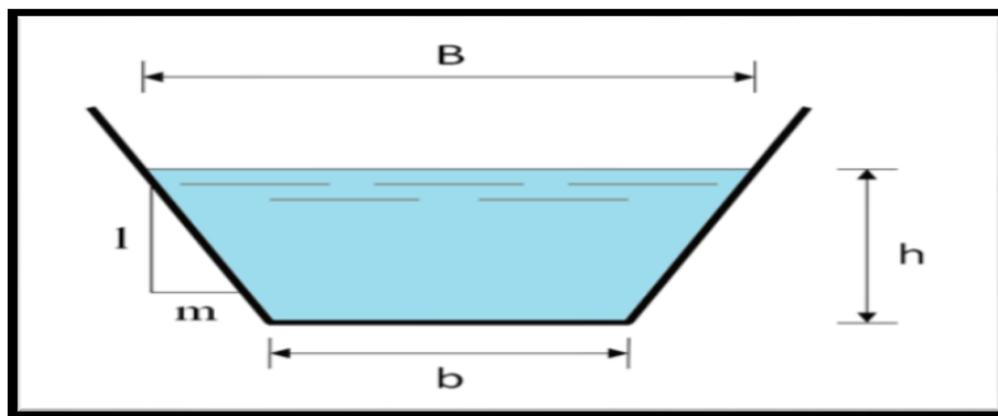


Figure V. 2 : Coupe en travers d'un canal en béton armé.

V.3.1.1. Dimensionnement :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1 pour une pente de 3.32% (canal en béton armé).

h (m)	1,5	1,57	1,573	1,5732
b (m)	5,00	5,00	5,00	5,00
i (m/m)	0,003	0,003	0,003	0,003
S (m ²)	9,75	10,31	10,34	10,34
P (m)	9,24	9,44	9,45	9,45
R (m)	1,05	1,09	1,09	1,09
L(m)	2940.11			

Donc la profondeur normale dans le tronçon A - $Bh_n = 1,5732m$

Tableau V. 5 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 1 pour une pente de 0.7%

h (m)	1,2	1,23	1,232	1,2325
b (m)	5,00	5,00	5,00	5,00
i (m/m)	0,007	0,007	0,007	0,007
S (m ²)	7,44	7,66	7,68	7,68
P (m)	8,39	8,48	8,48	8,49
R (m)	0,89	0,90	0,90	0,91
L(m)	500			

Donc la profondeur normale dans le tronçon A - $Bh_n = 1,2325m$

Tableau V. 6 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2 pour une pente de 0.76% (canal en béton armé).

h (m)	0,8	0,803	0,8037	0,8038
b (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
i (m/m)	0,0076	0,0076	0,0076	0,0076
S (m ²)	2,640	2,652	2,655	2,656
P (m)	4,763	4,771	4,773	4,773
R (m)	0,554	0,556	0,556	0,556
L(m)	527.31			

Donc la profondeur normale dans le tronçon A - $Bh_n = 0.8038m$

Tableau V. 7 : Dimensions de l'aménagement de l'affluent 2 pour une pente de 0.12% (canal en béton armé).

h (m)	1	1,06	1,063	1,0639
b (m)	4	4	4	4
i (m/m)	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012
S (m ²)	5,000	5,364	5,382	5,387
P (m)	6,828	6,998	7,007	7,009
R (m)	0,732	0,766	0,768	0,769
L(m)	1109.17			

Donc la profondeur normale dans le tronçon A - $Bh_n = 1.0639$

V.3.1.2. Paramètres de l'écoulement

Les résultats de la simulation seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 8 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 1.

Profil	Débit (m³/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section mouillée (m²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Régime d'écoulement
1	42.37	4.10	0.87	1.57	1.707	10.34	9.45	0.85	Fluvial
2	42.37	5.52	0.95	1.23	1.707	7.68	8.49	0.85	Fluvial

Tableau V. 9 : Paramètres d'écoulement de la variante en béton armé de l'affluent 2.

Profil	Débit (m³/s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section mouillée (m²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Régime d'écoulement
1	11.31	4.26	1.12	0.8038	1.06	2.656	4.773	0.556	Torrentiel
2	11.31	2.10	0.86	1.06	0.85	5.387	7.009	0.769	fluvial

V.3.1.3. Estimation du coût de la variante :

On prend une épaisseur de 20 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. L'estimation du coût de la variante est donnée dans le tableau suivant :

Tableau V. 10 : Devis de la variante (canal en béton armé)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m³	7.87	250	1968.36
Remblai	m³	47.22	200	9444
Béton de propreté	m³	8.94	6000	53640
Béton armé	m³	3.25	32000	104000
Total				169052.36

V.3.2. La deuxième variante : canal en gabion :

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont 2.0×1.0×0.5 et 2.0×1.0×1.0.

Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

V.3.2.1. Avantages des structures en gabion :

- ✓ Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements
- ✓ Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples
- ✓ Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversant bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

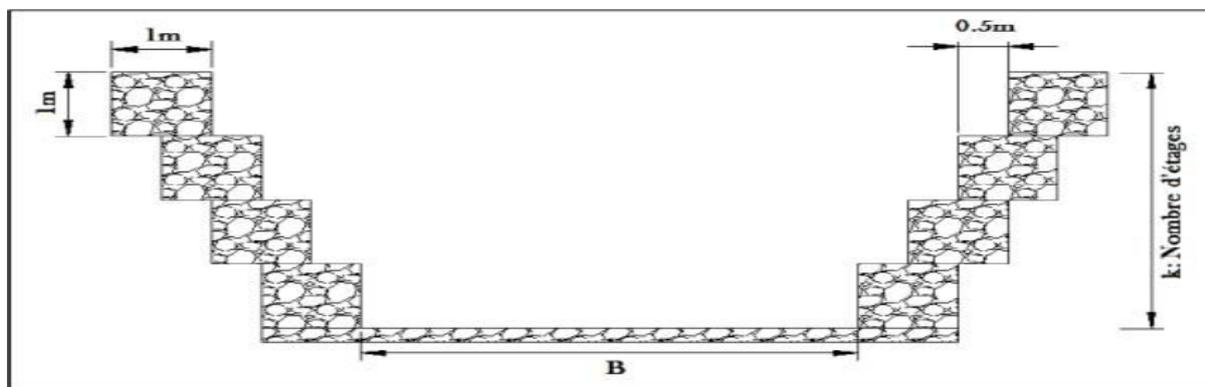


Figure V. 3 : Coupe en travers d'un canal en gabion

V.3.2.2. Dimensionnement

Les dimensions de l'aménagement sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 11 : Paramètres d'écoulement de l'affluent 1 avec un canal en gabion

Profil	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Régime d'écoulement
1	42.37	3.81	1.23	1.48	1.52	11.12	8.15	0.21	torrentiel
2	42.37	5.07	1.49	1.05	1.23	8.36	7.46	0.19	torrentiel

Tableau V. 12 : Paramètres d'écoulement de la variante en gabion de l'affluent 2

Profil	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Froude	Tirant d'eau (m)	Hauteur critique (m)	Section mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Régime d'écoulement
1	11.31	3.81	1.32	1.31	1.36	2.09	4.13	0.51	Torrentiel
2	11.31	2.02	1.28	1.35	1.42	4.87	6.75	0.72	Torrentiel

V.3.2.3. Estimation du coût de la variante :

Tableau V. 13 :Devis de la variante (canal en gabion).

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	27.8	250	6950
Remblai	m ³	23.6	200	4720
Gabion	m ³	5.65	4500	25425
Total				37095

V.4. Choix de l'aménagement :

V.4.1. 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.

V.4.2. La variante choisie

Les 02 variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais la variante avec un canal en gabion est rejetée car la perméabilité du gabionnage est importante, du coup ça influe sur la stabilité des fondations. Donc, on choisit la variante avec un canal trapézoïdal en béton armé qui est facile à utiliser, durable, et surtout il a une bonne perméabilité ce qu'il lui permet un drainage naturel des eaux sans causer le moindre problème aux logements.

V.5. Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons proposé deux variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection de la nouvelle ville de Boussaada contre les inondations.

Par la suite, une étude technico- économique a été élaborée pour choisir la plus favorable. Le choix final consiste principalement à la projection d'un canal trapézoïdal en béton armé le long des deux affluents. Le cout du projet du système de protection contre les inondations de ces logements est de **8 073 000.00 DA**.

Chapitre VI

Organisation de chantier

VI.1. Introduction :

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du projet de protection de la base aérienne de AIN EDDIS BOUSSAADA tout en assurant :

- ◆ Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
- ◆ La rapidité des diverses opérations.
- ◆ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- ◆ Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.2. Organisation technique et données préparatoires :

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

◆ Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

◆ **Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal.

Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

◆ **Installations destinées à la réparation des engins :**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

◆ **Installation destinée pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les dalles, conduites...etc.

VI.4. Travaux de réalisation :

◆ **Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

◆ **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

◆ **Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

VI.5. Les moyens de chantier :

Pour les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, qui auraient à intervenir sur le chantier.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour ce projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes

B - Les engins :

Les engins utilisés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : les engins utilisés

Taches	Engins	Actions
Travaux de préparation	Doseurs	Enlever les obstacles et les herbes
	Pelles	
	Camions	
	Chargeurs	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Niveleuse	
	Camions	
	Doseurs	
	Chargeurs	
Compactage	Compacteurs à pieds de mouton	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	

VI.6. Planification:

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

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VI.6.1. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Il existe deux types de plan de travail :

✓ Plan de travail au plus tôt :

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

✓ Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VI.6.2. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est à dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :



- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VI.6.3. Techniques de la planification :

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

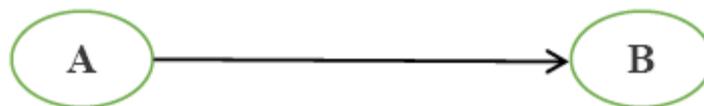
♦ **Méthodes basées sur le réseau :**

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

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



2- **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.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

telque:

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFRR - TR \\ MT = DFPP - DFR \\ DCPi + TR = DFRi \\ DFPPi = DCPi + 1 \end{cases}$$

- **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 :

$$\begin{aligned} MT &= 0 \\ \sum TR_{cc} &= DTP \end{aligned}$$

- **calcul de réseau :**

Le calcul d'un réseau permet de déterminer les paramètres suivants:

- La durée totale du projet.
- Les chemins ou les chemins critiques .
- Les taches critiques .

- **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- 1) Etablissement d'une liste des taches.
- 2) Détermination des taches antérieures.
- 3) Construction des graphes partiels.
- 4) Regroupement des graphes partiels.
- 5) Détermination les taches de début et fin de l'ouvrage.

VI.6.4. Symboles des différentes opérations :

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 : Symboles des opérations

Désignation d'opération	Code	Durée en jours
Installation du chantier	A	20
Travaux de terrassement sur tronçon 1 et 2	B	35
Compactage sur tronçon 1 et 2	C	25
Recouvrement des berges tronçon 1	D	30
Bétonnage du tronçon 2	E	40
Travaux de terrassement sur tronçon 3 et 4	F	45
Compactage sur tronçon 3 et 4	G	20
Pose de gabion tronçon 3	H	50
Recouvrement des berges tronçon 4	I	45
Réalisation d'ouvrage d'accumulation	J	35
Réalisation d'ouvrage de rejet	K	30
Déménagement du chantier	L	20

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

Tableau VI. 3 : Succession des taches.

Code	Durée en jours	Précède
A	20	B
B	35	C
C	25	D.E
D	30	F
E	40	F
F	45	G
G	20	H.I
H	50	K.J
I	45	K.J
J	35	L
K	30	L
L	20	*

Construction du réseau :

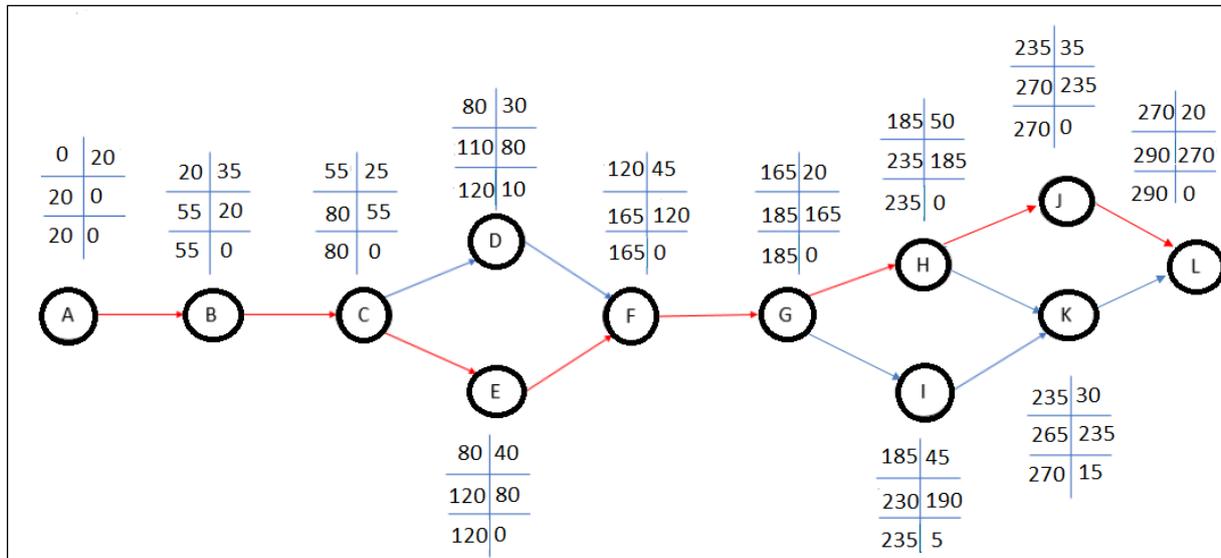


Figure VI. 1 : Réseau de planification des taches par la méthode CPM

Le chemin critique est :

$$A \Rightarrow B \Rightarrow C \Rightarrow E \Rightarrow F \Rightarrow G \Rightarrow H \Rightarrow J \Rightarrow L$$

VI.7. Conclusion:

Organiser un chantier en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de cette protection contre les inondations.

Tel est l’objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d’englober tous les points qui touchent à l’organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l’organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d’avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d’avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

La construction de ce projet devrait durer environ 270 jours.

Le devis du projet est estimé à : **8 073 000.00 Da** (huit millions et soixante treize mille dinars algérien).

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'importance de l'eau en tant que support de vie et de facteur régulateur du développement d'un pays est universellement reconnue. La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et de la vie humaine. C'est pour ces multiples raisons qu'on a traité ce sujet 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.

L'objectif de cette étude est de protéger la base aérienne d'AIN-EDDIS - BOUSSADA - Wilaya de M'SILA, contre les inondations. Le dimensionnement est basé sur un fond topographique et un débit de crue fréquentielle de 1%. On a scindé notre travail en trois étapes essentielles.

L'étude hydromorphologique du bassin versant d'Oued Bousaada montre qu'il est d'une forme allongée caractérisé par un relief assez fort et relativement pentu. Le temps de concentration important d'où la crue sera moins violente.

Pour l'estimation de la pluie et le débit de crue fréquentiel, le choix s'est porté sur l'utilisation de la loi Gumbel pour la pluie.

Un diagnostic de l'état des cours d'eau a été élaborer pour déceler les paramètres de disfonctionnement du cours d'eau en déterminant les zones inondables via des simulations par des codes de calculs hydrauliques.

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondées après l'adoption du scénario de la crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau ainsi que les routes qui ne sont pas assez surélevées ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème. Donc, les aménagements sont proposés sous forme de déférents variantes, et après les avoir étudiés techniquement et économiquement, nous avons pu ressortir la plus adéquate qui est, un canal trapézoïdal en béton armé à ciel ouvert avec un matelas en béton armé favorisant et régulant l'écoulement. Pour la compréhension des plans, nous avons dénommé les canaux d'évacuations des eaux pluviales par ordre croissant de par leur importance. cette variante permet une évacuation rapide et sûre de la crue.

Le projet de réalisation de l'aménagement s'étale sur un délai de 270 jours, pour un coût de 8 073 000.00 Da (huit millions et soixante treize mille dinars algérien).

En définitive, pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, les travaux d'entretien et de maintenance sont essentiels pour pérenniser l'aménagement et assurer qu'il remplit sa fonction en évacuant les débits de crues dans de bonnes conditions.

Références bibliographiques

- ✚ **BOUMARA:** Etude d'un aménagement de protection contre les inondation de oued Chaaba commune oued Chaaba (Wilaya.Batna). Thèse Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique. Algerie, 2019.
- ✚ **BOUGEURRA.S et BOUANANIA:** Analyse saisonnière et interannuelle de la dynamique des flux en suspension dans le bassin versant de l'oued Boukiou (nord-ouest de l'Algérie).Thèse Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Polytechnique. Algerie, 2019.
- ✚ **BOUAÏCHI I, TOUAÏBIA B., et DERNOUNI F:** Approche méthodologique de calcul du débit pluvial en cas d'insuffisance de données. Cas de la région de Tipaza. Algérie. Revue semestrielle scientifique et technique ; Le Journal de l'Eau et de L'environnement.
- ✚ **DEGOUTTE.G:** Diagnostique aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394p 2006. (Deggoute gerard,2012).
- ✚ **DEGOUTTE. G:** Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p 2006. des Dommages Causés par une Catastrophe Naturelle : cas de séisme .Mémoire de Magister, frequency in northern Algeria. Journal of Hydrology and Technology, Vol 7, No.1, 2017.
- ✚ **DEWALS.Benjamin.J:** une approche unifié pour la modélisation d'écoulement à surface libre (thèse de doctorat).
- ✚ **HAROUNE.H:** Etude d'aménagement de oued Yllet et ses affluents pour communes de Yllet (W.Ghilizane).2018.
- ✚ **LHOMME.S:** Les réseaux techniques face aux inondations ou comment définir des indicateurs de performance de ces réseaux pour évaluer la résilience urbaine. Thèse de doctorat. Université Paris-Est, Ecole des Ingénieurs de la Ville de Paris. France (2011).
- ✚ **RATA.H:** etude de protection de la ville khemisti contre les inondations (wilaya de tissemsilt). Thèse Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique. Algerie, 2019.
- ✚ **SERRE .François ,1953:** Contribution à l'étude des écoulements permanents et variables dans les canaux. la houille blanche.
- ✚ **SERRIR.H :** dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de dahmouni (wilaya de tiaret). Thèse Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique. Algerie, 2013.
- ✚ **TOUAÏBIA B:** Manuel pratique d'hydrologie, édition Madani, 2004.

- ✚ **U.S. Army Corps of Engineers:** HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1 2010a. Université El Hadj Lakhder, Batna, 121 p.
- ✚ **VAZQUEZ. José,** 2016: hydraulique à surface libre.

Annexes

Annexe 1

Tableau 1:La série pluviométrique (précipitations maximales journalières) de la station de AIN EDDIS- Boussaada :

<i>Années</i>	<i>Sept</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Dec</i>	<i>Janv</i>	<i>Fevr</i>	<i>Mars</i>	<i>Avri</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Aout</i>	<i>Année</i>
1976	30.2	10,5	4,6	26.5	6,0	0,4	8.5	12,0	7,4	0,0	0,4	5,0	30.2
1977	3.4	4.2	1.2	9,9	7,9	12.5	7.1	2.2	0.7	2,9	4.7	3.2	12.5
1978	8.8	2.3	0.7	6.5	7.2	4.6	2.1	1.2	2.8	1.2	0.9	1.4	8.8
1978	0	20.3	47	18.7	12.3	8.2	14	7.2	8.9	6.2	16.5	0	20.3
1979	7.2	26.8	39.8	17.2	7.4	9.1	4.6	15.1	31.1	4	3	5.3	39.8
1980	13.8	14.4	14.1	31.5	12.7	14	64.6	8	3.8	5.9	0	0.6	64.6
1981	38.2	22.8	12.3	19.7	42.7	22.8	2.7	9.8	1.9	11	0	2.8	42.7
1982	1.1	2.1	1.5	8	11.5	8	12.7	33	11	0	0.4	0.5	33
1983	1.2	1.5	2.2	4.5	1.5	0.2	3.2	1.4	3.3	1.2	0.9	0.1	4.5
1984	2.8	6.2	13.2	27.6	5	16.7	5.1	16.4	6.6	3.5	0	2.41	27.6
1985	4.4	15.2	12.2	10.3	3.5	9.2	20	24.2	7.2	5.6	0	0	24.2
1986	11	9	37.5	13.8	38.6	20.7	5.1	4.1	9.7	5.3	6	2.8	38.6
1987	4	19.8	26	8	7.4	35	13.5	2.8	2.9	9.5	0	7	19.8
1988	4.7	18.1	6.3	7.5	18.4	11.8	17	13	4.4	2.6	0.5	0.7	18.4
1989	10.6	6.8	6.4	41.8	2	1.3	6.5	9.5	17.5	0.3	0	2	41.8
1990	18.1	4.6	7.1	14.3	23.9	16.5	14.8	4.1	11.6	12	15.3	5.4	23.9
1991	14,8	28,8	11,9	2,2	0,0	6,5	10,7	0,8	0,1	5,7	6,5	1,4	28,8
1992	17.8	2.2	3.5	2.7	10.5	8.5	14.5	6.4	10.7	0.5	6	3.13	17.8
1993	16	30	8.3	2.54	15.5	4	10.5	24.5	3.35	2.5	2.1	1.6	24.5
1994	34	17.2	27	11.3	7.1	8	9	23.3	15.5	14.5	3.2	2.5	34
1995	2.3	19.4	23.6	1.6	8.7	10.2	24	10.9	3.1	8.7	0	9.5	23.6
1996	18.5	7	10	7.2	15.5	0	16.4	33.4	9.5	0	3.74	0.9	18.5
1997	40.5	0.3	4.6	12.5	13.2	56.7	18	12	17.5	0	22.5	1.2	56.7
1998	24	4.8	7	41.4	40	24.2	1.3	12.6	5.3	0.7	0.1	15.8	41.4
1999	13.2	9.1	9	12	3	7.5	4.7	12	10	4.7	0	5.6	13.2
2000	5	5.7	32	14.5	12.5	24.6	25	10.5	17.4	10.8	0	26	26
2001	5.4	10.5	4.6	8.9	6	0.4	1.7	12	7.4	0	0.4	5	12
2002	2.2	6.2	4.4	9.9	7.9	1.3	0.8	2	0.8	2.9	4.2	4.8	9.9
2003	12.3	19.6	12.6	10.6	31	6.8	2	4	3.2	3.4	2.9	43.7	43.7
2004	5.2	2.5	7.9	10.1	0.6	0.5	9.3	11.2	29.7	0	4.2	6.7	29.7
2005	14.7	28.7	11.8	2.1	0.4	6.4	10.6	0.8	0.1	5.6	6.4	1.3	28.7
2006	17.4	0.7	22.4	3.2	13.4	33.8	0.6	23.7	8.3	4.6	7	5.4	33.8
2007	36.8	8	7.2	1.3	3.7	3.8	4.4	25	31.4	13.9	0.8	3.2	36.8
2008	24.9	10.2	8.1	4.4	3	1.6	1.7	0.4	9.2	1.6	9.4	1.2	24.9
2009	19.6	3.8	0.5	2.2	8.1	12	7.9	16.2	0.5	6.6	2.4	3	19.6
2010	10.3	26.4	1.2	1.9	3.4	10.6	7.8	9.9	8.6	3.7	0.1	5.6	26.4
2011	17.8	50	14.5	10.7	2.2	2.1	15	25.9	13	9.2	10	2.8	50
2012	1.9	20	8.6	7.3	0	0.8	11.5	8.6	3.2	0.9	1	1	20

Annexe 2

Tableau 1: Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS (affluent 1- axe 3)

Section	Q (m ³ /s)	Fond du canal (m)	Altitude ligne d'eau (m)	Altitude de la ligne d'énergie	Pente ligne d'énergie (%)	Véc (m/s)	S mouillé (m ²)	Largeur au miroir	Nombre de froude
3440.11	42.37	459.26	459.68	460.88	0.7	4.85	8.74	20	2.39
3420	42.37	459.59	460.01	461.12	0.7	4.67	9.07	19.68	2.30
3400	42.37	459.62	460.04	461.30	0.64	4.97	8.53	19.67	2.45
3380	42.37	459.67	460.09	461.13	0.57	4.52	9.37	19.58	2.23
3360	42.37	459.71	460.13	461.46	0.47	5.1	8.31	19.87	2.51
3340	42.37	459.78	460.2	461.49	0.6	5.04	8.41	19.84	2.48
3320	42.37	459.86	460.28	461.60	0.68	5.08	8.34	19.84	2.50
3300	42.37	459.97	460.39	461.73	0.68	5.12	8.28	19.67	2.52
3280	42.37	460.02	460.44	461.80	0.62	5.16	8.21	19.68	2.54
3260	42.37	460.12	460.54	461.59	0.47	4.53	9.35	19.24	2.23
3240	42.37	460.63	461.05	461.97	0.64	4.26	9.95	18.34	2.10
3220	42.37	460.72	461.14	461.93	0.7	3.94	10.75	18.57	1.94
3200	42.37	460.95	461.37	462.19	0.7	4.02	10.54	19.57	1.98
3180	42.37	461.22	461.64	462.48	0.56	4.05	10.46	19.34	2.00
3160	42.37	461.44	462.01	462.89	0.57	4.15	10.21	19.54	1.75
3140	42.37	461.78	462.35	463.42	0.58	4.58	9.25	19.24	1.94
3120	42.37	461.97	462.54	463.84	0.58	5.06	8.37	20	2.14
3100	42.37	462.13	462.7	464.07	0.64	5.18	8.18	20	2.19
3080	42.37	462.34	462.91	464.23	0.68	5.09	8.32	20	2.15
3060	42.37	462.84	463.41	464.75	0.69	5.12	8.28	20.1	2.17
3040	42.37	462.97	463.54	464.82	0.63	5.01	8.46	20.14	2.12
3020	42.37	463.12	463.69	464.95	0.54	4.98	8.51	19.34	2.11
3000	42.37	463.41	463.98	465.04	0.52	4.57	9.27	18.24	1.93
2980	42.37	463.69	464.26	464.99	0.58	3.79	11.18	19.35	1.60
2960	42.37	463.81	464.38	465.07	0.58	3.68	11.51	19.34	1.56
2940	22.37	443.81	444.38	445.03	0.7	3.57	6.27	19.54	1.51
2920	42.37	464.18	464.75	465.43	0.3	3.65	11.61	19.34	1.54
2900	42.37	464.33	465.25	466.00	0.32	3.84	11.03	18.47	1.28
2880	42.37	464.48	465.4	466.19	0.34	3.94	10.75	17.24	1.31
2860	42.37	464.63	465.55	466.26	0.29	3.72	11.39	17.87	1.24
2840	42.37	464.78	465.7	466.46	0.28	3.86	10.98	17.68	1.28
2820	42.37	464.93	465.85	466.69	0.27	4.07	10.41	17.98	1.35
2800	42.37	465.08	466	466.87	0.29	4.13	10.26	17.99	1.37
2780	42.37	465.23	466.15	467.03	0.27	4.16	10.19	18.24	1.38
2760	42.37	465.38	466.3	467.17	0.19	4.14	10.23	18.67	1.38
2740	42.37	465.53	466.45	467.29	0.18	4.07	10.41	19.24	1.35
2720	42.37	465.68	466.6	467.44	0.17	4.06	10.44	17.34	1.35
2700	42.37	465.83	466.75	467.60	0.26	4.08	10.38	17.54	1.36
2680	42.37	465.98	466.9	467.73	0.24	4.04	10.49	17.35	1.34

2660	42.37	466.13	467.05	467.69	0.24	3.54	11.97	17.32	1.18
2640	42.37	466.28	467.2	467.94	0.15	3.81	11.12	17.14	1.27
2620	42.37	466.43	467.06	467.71	0.34	3.57	11.87	16.34	1.44
2600	42.37	466.58	467.21	467.72	0.31	3.16	13.41	16.34	1.27
2580	42.37	466.73	467.36	467.87	0.32	3.17	13.37	16.57	1.28
2560	42.37	466.88	467.51	468.01	0.3	3.12	13.58	16.59	1.26
2540	42.37	467.03	467.66	468.20	0.25	3.24	13.08	15.99	1.30
2520	42.37	467.18	467.81	468.49	0.25	3.64	11.64	16.24	1.46
2500	42.37	467.33	467.96	468.65	0.24	3.67	11.54	17.54	1.48
2480	42.37	467.48	468.11	468.77	0.26	3.59	11.80	18.34	1.44
2460	42.37	467.63	468.26	468.93	0.2	3.62	11.70	18.34	1.46
2440	42.37	467.78	468.41	469.06	0.27	3.57	11.87	18.25	1.44
2420	42.37	467.93	468.56	469.17	0.29	3.45	12.28	19.24	1.39
2400	42.37	468.08	468.71	469.40	0.28	3.67	11.54	20	1.48
2380	42.37	468.23	468.86	469.55	0.28	3.67	11.54	19.57	1.48
2360	42.37	468.38	469.01	469.58	0.27	3.34	12.69	19.78	1.34
2340	42.37	468.53	469.16	469.65	0.29	3.11	13.62	19.84	1.25
2320	42.37	468.68	469.31	469.84	0.27	3.21	13.20	19.57	1.29
2300	42.37	468.83	469.46	470.08	0.24	3.5	12.11	18.57	1.41
2280	42.37	468.98	469.61	470.17	0.22	3.31	12.80	18.67	1.33
2260	42.37	469.13	469.76	470.41	0.22	3.56	11.90	19.54	1.43
2240	42.37	469.28	469.91	470.59	0.21	3.64	11.64	18.54	1.46
2220	42.37	469.43	470.06	470.64	0.21	3.37	12.57	18.34	1.36
2200	42.37	469.58	470.56	471.18	0.25	3.49	12.14	18.54	1.13
2180	42.37	469.73	470.71	471.32	0.29	3.46	12.25	18	1.12
2160	42.37	469.88	470.86	471.42	0.28	3.31	12.80	19.47	1.07
2140	42.37	470.03	471.01	471.58	0.32	3.34	12.69	19.34	1.08
2120	42.37	470.18	471.16	471.92	0.31	3.87	10.95	16.45	1.25
2100	42.37	470.33	471.31	471.95	0.31	3.54	11.97	18.24	1.14
2080	42.37	470.48	471.46	472.04	0.31	3.38	12.54	19.34	1.09
2060	42.37	470.63	471.61	472.19	0.35	3.37	12.57	20.14	1.09
2040	42.37	470.78	471.76	472.36	0.32	3.43	12.35	19.34	1.11
2020	42.37	470.93	471.91	472.56	0.32	3.57	11.87	18.24	1.15
2000	42.37	472.14	473.12	473.86	0.34	3.82	11.09	19.35	1.23
1980	42.37	472.29	473.27	474.07	0.34	3.97	10.67	19.34	1.28
1960	42.37	472.44	473.42	474.28	0.34	4.11	10.31	19.54	1.33
1940	42.37	472.59	473.57	474.42	0.38	4.08	10.38	19.34	1.32
1920	42.37	472.74	473.72	474.49	0.32	3.89	10.89	18.47	1.25
1900	42.37	472.89	473.87	474.74	0.31	4.14	10.23	17.24	1.34
1880	42.37	473.04	474.02	474.84	0.34	4.02	10.54	17.87	1.30
1860	42.37	473.19	474.17	474.98	0.34	3.98	10.65	17.68	1.28
1840	42.37	473.34	474.32	475.05	0.34	3.78	11.21	17.98	1.22
1820	42.37	473.49	474.47	475.11	0.31	3.54	11.97	17.99	1.14
1800	42.37	473.64	474.62	475.27	0.25	3.57	11.87	18.24	1.15
1780	42.37	473.79	474.77	475.45	0.26	3.65	11.61	18.67	1.18

1760	42.37	473.94	474.92	475.65	0.25	3.78	11.21	19.24	1.22
1740	42.37	474.09	475.07	475.65	0.25	3.38	12.54	19.47	1.09
1720	42.37	474.24	475.22	475.82	0.25	3.43	12.35	19.34	1.11
1700	42.37	474.39	475.37	475.98	0.26	3.47	12.21	20	1.12
1680	42.37	474.54	475.52	476.21	0.28	3.67	11.54	18.57	1.18
1660	42.37	474.69	475.67	476.39	0.27	3.75	11.30	19.36	1.21
1640	42.37	474.84	475.82	476.53	0.27	3.74	11.33	19.58	1.21
1620	42.37	474.99	475.97	476.62	0.29	3.57	11.87	19.35	1.15
1600	42.37	475.14	476.12	476.80	0.25	3.64	11.64	18.35	1.17
1580	42.37	475.29	476.27	477.03	0.24	3.85	11.01	19.35	1.24
1560	42.37	475.44	476.42	476.92	0.26	3.14	13.49	19.57	1.01
1540	42.37	475.59	476.57	477.22	0.26	3.57	11.87	18.65	1.15
1520	42.37	475.74	476.72	477.40	0.18	3.65	11.61	18.87	1.18
1500	42.37	475.89	476.87	477.62	0.14	3.84	11.03	17.64	1.24
1480	42.37	476.04	477.02	477.81	0.17	3.94	10.75	17.25	1.27
1460	42.37	476.19	477.17	477.88	0.17	3.72	11.39	19.35	1.20
1440	42.37	476.34	477.32	478.08	0.17	3.86	10.98	18.24	1.24
1420	42.37	476.49	477.47	478.31	0.18	4.07	10.41	19.54	1.31
1400	42.37	476.64	477.62	478.49	0.19	4.13	10.26	20.1	1.33
1380	42.37	476.79	478.33	479.21	0.19	4.16	10.19	20.09	1.07
1360	42.37	476.94	478.48	479.35	0.15	4.14	10.23	20.08	1.07
1340	42.37	477.09	478.63	479.47	0.16	4.07	10.41	19.89	1.05
1320	42.37	477.24	478.78	479.62	0.16	4.06	10.44	19.87	1.04
1300	42.37	477.39	478.93	479.78	0.16	4.08	10.38	19.83	1.05
1280	42.37	477.54	479.08	479.91	0.16	4.04	10.49	19.61	1.04
1260	42.37	477.69	479.23	479.87	0.14	3.54	11.97	18.57	0.91
1240	42.37	477.84	479.38	480.12	0.14	3.81	11.12	18.64	0.98
1220	42.37	477.99	479.53	480.18	0.14	3.57	11.87	18.32	0.92
1200	42.37	478.14	479.68	480.19	0.18	3.16	13.41	18.57	0.81
1180	42.37	478.29	479.83	480.34	0.19	3.17	13.37	18.65	0.82
1160	42.37	478.44	479.98	480.48	0.15	3.12	13.58	18.94	0.80
1140	42.37	478.59	480.13	480.67	0.16	3.24	13.08	19.34	0.83
1120	42.37	478.74	480.28	480.96	0.16	3.64	11.64	16.45	0.94
1100	42.37	478.89	480.43	481.12	0.17	3.67	11.54	18.24	0.94
1080	42.37	479.04	480.58	481.22	0.17	3.54	11.97	19.34	0.91
1060	42.37	479.52	481.06	481.80	0.22	3.81	11.12	20.14	0.98
1040	42.37	479.67	481.21	481.82	0.24	3.47	12.21	19.34	0.89
1020	42.37	479.82	481.36	482.08	0.27	3.76	11.27	18.24	0.97
1000	42.37	479.97	481.51	482.24	0.34	3.78	11.21	19.35	0.97
980	42.37	475.74	477.28	478.07	0.17	3.94	10.75	19.34	1.01
960	42.37	475.89	477.43	478.25	0.17	4.02	10.54	19.54	1.03
940	42.37	476.04	477.58	478.40	0.17	4.01	10.57	19.34	1.03
920	42.37	476.19	477.73	478.57	0.18	4.06	10.44	18.47	1.04
900	42.37	476.34	477.88	478.70	0.19	4.02	10.54	17.24	1.03
880	42.37	476.49	478.03	478.91	0.19	4.15	10.21	17.87	1.07

860	42.37	476.64	478.18	479.07	0.3	4.17	10.16	17.68	1.07
840	42.37	476.79	478.33	479.15	0.3	4.01	10.57	17.98	1.03
820	42.37	476.94	478.48	479.29	0.3	3.98	10.65	17.99	1.02
800	42.37	477.09	478.63	479.43	0.17	3.97	10.67	18.24	1.02
780	42.37	477.24	478.78	479.46	0.17	3.64	11.64	18.67	0.94
760	42.37	477.39	478.93	479.51	0.17	3.37	12.57	19.24	0.87
740	42.37	477.54	479.08	479.57	0.18	3.11	13.62	18.87	0.80
720	42.37	477.69	479.23	479.76	0.19	3.21	13.20	17.64	0.83
700	42.37	477.84	479.38	480.00	0.19	3.5	12.11	17.25	0.90
680	42.37	477.99	479.23	479.79	0.15	3.31	12.80	19.35	0.95
660	42.37	478.14	479.38	480.03	0.16	3.56	11.90	18.24	1.02
640	42.37	478.29	479.53	480.21	0.16	3.64	11.64	19.54	1.04
620	42.37	478.44	479.68	480.26	0.16	3.37	12.57	20.1	0.97
600	42.37	478.59	479.83	480.45	0.16	3.49	12.14	18.24	1.00
580	42.37	479.32	480.56	481.17	0.14	3.46	12.25	18.67	0.99
560	42.37	480.62	481.86	482.42	0.14	3.31	12.80	19.57	0.95
540	42.37	480.77	482.01	482.58	0.14	3.34	12.69	18.27	0.96
520	42.37	480.92	482.16	482.92	0.18	3.87	10.95	19.87	1.11
500	42.37	481.07	482.31	482.95	0.19	3.54	11.97	19.57	1.01
480	42.37	481.22	482.46	483.04	0.15	3.38	12.54	20.14	0.97
460	42.37	481.37	482.61	483.19	0.16	3.37	12.57	19.34	0.97
440	42.37	481.52	482.76	483.36	0.16	3.43	12.35	18.24	0.98
420	42.37	481.67	483.29	483.94	0.17	3.57	11.87	19.35	0.90
400	42.37	481.89	483.51	484.25	0.17	3.82	11.09	19.34	0.96
380	42.37	482.11	483.73	484.53	0.22	3.97	10.67	19.54	1.00
360	42.37	482.33	483.95	484.81	0.24	4.11	10.31	19.34	1.03
340	42.37	482.56	484.18	485.03	0.27	4.08	10.38	18.47	1.02
320	42.37	482.78	484.4	485.01	0.34	3.47	12.21	17.24	0.87
300	42.37	483	484.62	485.30	0.28	3.64	11.64	17.87	0.91
280	42.37	483.22	484.84	485.57	0.27	3.78	11.21	17.68	0.95
260	42.37	483.44	485.06	485.69	0.29	3.51	12.07	17.98	0.88
240	42.37	483.66	485.28	485.90	0.27	3.48	12.18	17.99	0.87
220	42.37	483.88	485.5	486.18	0.24	3.64	11.64	18.24	0.91
200	42.37	484.01	485.63	486.28	0.22	3.58	11.84	18.67	0.90
180	42.37	485.68	487.3	487.94	0.22	3.54	11.97	19.24	0.89
160	42.37	486.21	487.83	488.63	0.21	3.96	10.70	18.75	0.99
140	42.37	486.67	488.29	489.09	0.21	3.95	10.73	19.35	0.99
120	42.37	486.86	488.48	489.32	0.25	4.05	10.46	18.24	1.02
100	42.37	487.04	488.66	489.40	0.29	3.82	11.09	18.67	0.96
80	42.37	487.21	488.83	489.63	0.28	3.97	10.67	17.94	1.00
60	42.37	487.64	489.26	490.02	0.32	3.87	10.95	18.24	0.97
40	42.37	488.01	489.63	490.47	0.31	4.06	10.44	19.25	1.02
20	42.37	488.21	489.83	490.67	0.31	4.07	10.41	19.87	1.02
0	42.37	488.4	490.02	490.86	0.31	4.07	10.41	18.56	1.02

Tableau 2: Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS (affluent 2- axe1)

Section	Q (m ³ /s)	Fond du canal (m)	Altitude ligne d'eau (m)	Altitude de la ligne d'énergie	Pente ligne d'énergie (%)	Véc (m/s)	S mouillé(m ²)	Largeur au miroir	Nombre de froude
1636.48	11.31	460.2	461.3	462.17	0.76	4.13	2.74	20	1.26
1620	11.31	460.54	461.64	462.52	0.75	4.16	2.72	19.68	1.27
1600	11.31	460.85	461.95	462.82	0.78	4.14	2.73	19.67	1.26
1580	11.31	461.16	462.26	463.10	0.79	4.07	2.78	19.58	1.24
1560	11.31	461.47	462.57	463.41	0.76	4.06	2.79	19.87	1.24
1540	11.31	461.78	462.88	463.73	0.74	4.08	2.77	19.84	1.24
1520	11.31	462.09	463.19	464.02	0.67	4.04	2.80	19.84	1.23
1500	11.31	462.4	463.5	464.14	0.68	3.54	3.19	19.67	1.08
1480	11.31	462.71	463.81	464.55	0.68	3.81	2.97	19.68	1.16
1460	11.31	463.02	464.12	464.77	0.64	3.57	3.17	19.24	1.09
1440	11.31	463.26	464.36	465.28	0.67	4.26	2.65	18.34	1.30
1420	11.31	463.5	464.6	465.39	0.69	3.94	2.87	18.57	1.20
1400	11.31	463.74	464.84	465.66	0.68	4.02	2.81	19.57	1.22
1380	11.31	463.98	465.08	465.92	0.62	4.05	2.79	19.34	1.23
1360	11.31	464.22	465.32	466.20	0.61	4.15	2.73	19.54	1.26
1340	11.31	464.46	465.56	466.63	0.65	4.58	2.47	19.24	1.39
1320	11.31	464.7	465.8	466.67	0.67	4.13	2.74	20	1.26
1300	11.31	464.94	466.04	466.92	0.67	4.16	2.72	20	1.27
1280	11.31	465.18	466.28	467.15	0.61	4.14	2.73	20	1.26
1260	11.31	465.42	466.52	467.36	0.78	4.07	2.78	20.1	1.24
1240	11.31	465.66	466.76	467.60	0.74	4.06	2.79	20.14	1.24
1220	11.31	465.9	467	467.85	0.78	4.08	2.77	19.34	1.24
1200	11.31	466.14	467.24	468.07	0.79	4.04	2.80	18.24	1.23
1180	11.31	466.38	467.48	468.21	0.74	3.79	2.98	19.35	1.15
1160	11.31	466.65	467.75	468.44	0.71	3.68	3.07	19.34	1.12
1140	11.31	466.92	468.02	468.67	0.72	3.57	3.17	19.54	1.09
1120	11.31	467.19	468.29	468.97	0.54	3.65	3.10	19.34	1.11
1100	11.31	467.46	468.56	469.31	0.54	3.84	2.95	18.47	1.17
1080	11.31	467.73	468.83	469.62	0.64	3.94	2.87	17.24	1.20
1060	11.31	468	469.1	469.81	0.45	3.72	3.04	17.87	1.13
1040	11.31	468.27	469.19	469.95	0.42	3.86	2.93	17.68	1.28
1020	11.31	468.54	469.46	470.30	0.41	4.07	2.78	17.98	1.35
1000	11.31	468.81	469.73	470.60	0.39	4.13	2.74	17.99	1.37
980	11.31	469.08	470	470.88	0.37	4.16	2.72	18.24	1.38
960	11.31	469.35	470.27	471.14	0.34	4.14	2.73	18.67	1.38
940	11.31	469.62	470.54	471.38	0.31	4.07	2.78	19.24	1.35
920	11.31	469.89	470.81	471.65	0.3	4.06	2.79	17.34	1.35
900	11.31	470.16	471.08	471.93	0.35	4.08	2.77	17.54	1.36
880	11.31	470.43	471.35	472.18	0.29	4.04	2.80	17.35	1.34
860	11.31	470.7	471.62	472.26	0.24	3.54	3.19	17.32	1.18
840	11.31	470.97	471.89	472.63	0.21	3.81	2.97	17.14	1.27
820	11.31	471.24	471.87	472.52	0.18	3.57	3.17	16.34	1.44
800	11.31	471.51	472.14	472.65	0.17	3.16	3.58	16.34	1.27
780	11.31	471.78	472.41	472.92	0.19	3.17	3.57	16.57	1.28
760	11.31	472.05	472.68	473.18	0.15	3.12	3.63	16.59	1.26
740	11.31	472.4	473.03	473.57	0.12	3.24	3.49	15.99	1.30
720	11.31	472.75	473.38	474.06	0.12	3.64	3.11	16.24	1.46
700	11.31	473.1	473.73	474.42	0.13	3.67	3.08	17.54	1.48
680	11.31	473.67	474.3	474.96	0.13	3.59	3.15	18.34	1.44
660	11.31	474.24	474.87	475.54	0.11	3.62	3.12	18.34	1.46

640	11.31	474.81	475.44	476.09	0.1	3.57	3.17	18.25	1.44
620	11.31	475.38	476.01	476.62	0.09	3.45	3.28	19.24	1.39
600	11.31	475.95	476.58	477.27	0.07	3.67	3.08	20	1.48
580	11.31	476.52	477.15	477.84	0.08	3.67	3.08	19.57	1.48
560	11.31	477.09	477.72	478.29	0.07	3.34	3.39	19.78	1.34
540	11.31	477.66	478.29	478.78	0.07	3.11	3.64	19.84	1.25
520	11.31	478.01	478.64	479.17	0.09	3.21	3.52	19.57	1.29
500	11.31	478.36	478.99	479.61	0.08	3.5	3.23	18.57	1.41
480	11.31	478.71	479.34	479.90	0.12	3.31	3.42	18.67	1.33
460	11.31	479.06	479.69	480.34	0.14	3.56	3.18	19.54	1.43
440	11.31	479.41	480.04	480.72	0.015	3.64	3.11	18.54	1.46
420	11.31	479.76	480.39	480.97	0.12	3.37	3.36	18.34	1.36
400	11.31	480.11	481.09	481.71	0.13	3.49	3.24	18.54	1.13
380	11.31	480.46	481.44	482.05	0.12	3.46	3.27	18	1.12
360	11.31	480.81	481.79	482.35	0.11	3.31	3.42	19.47	1.07
340	11.31	481.16	482.14	482.71	0.11	3.34	3.39	17.32	1.08
320	11.31	481.51	482.49	483.25	0.05	3.87	2.92	17.35	1.25
300	11.31	481.86	482.84	483.48	0.04	3.54	3.19	16.34	1.14
280	11.31	482.21	483.19	483.77	0.09	3.38	3.35	16.47	1.09
260	11.31	482.5	483.48	484.06	0.07	3.37	3.36	16.78	1.09
240	11.31	482.79	483.77	484.37	0.08	3.43	3.30	17.22	1.11
220	11.31	483.08	484.06	484.71	0.09	3.57	3.17	17.34	1.15
200	11.31	483.37	484.35	485.09	0.09	3.82	2.96	16.54	1.23
180	11.31	483.66	484.64	485.44	0.07	3.97	2.85	16.45	1.28
160	11.31	483.95	484.93	485.79	0.05	4.11	2.75	16.34	1.33
140	11.31	484.24	485.22	486.07	0.12	4.08	2.77	17.54	1.32
120	11.31	484.53	485.51	486.28	0.12	3.89	2.91	17.32	1.25
100	11.31	484.82	485.8	486.67	0.12	4.14	2.73	17.34	1.34
80	11.31	485.11	486.09	486.91	0.14	4.02	2.81	17.54	1.30
60	11.31	485.4	486.38	487.19	0.16	3.98	2.84	17.64	1.28
40	11.31	485.69	486.67	487.40	0.14	3.78	2.99	17.21	1.22
20	11.31	485.98	486.96	487.60	0.15	3.54	3.19	17.25	1.14
0	11.31	486.36	487.34	487.99	0.12	3.57	3.17	17.34	1.15