الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Moudjahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES.

THEME :

AMENAGEMENT DE L'OUED EL MALLEH POUR LA PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA COMMUNE DE REBAIA (W. Médéa).

Présenté par :

ABDALLAH Khaled

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Président
Mr. BENSALAH Mohamed Draidi	M.C.B	Membre
Mr. OSMANI Elhadi	M.A.A	Membre
Mme. DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Promotrice

Session Novembre2021

Dédicaces

Remerciements et louanges à Dieu Tout Puissant pour m'avoir donné la foi et la force D'accomplir ce modeste travail.

Prière et Salut soient sur Notre **Cher Maître & Prophète " Mohammed "** et sur sa Famille et ses modèles compagnons.

Je dédie ce modeste travail à :

_ Ma douce mère **ZAHIA**, source inépuisable de tendresse, de patience et de sacrifice, ta prière Et ta bénédiction m'a été d'un grand secours tout au long de ma vie. Quoique je puisse Écrire, je ne pourrais exprimer ma grande affection et ma profonde reconnaissance. Je n'espère ne jamais te décevoir, ni trahir ta confiance et tes sacrifices. Puisse DIEU TOUT PUISSANT, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

_ Mon formidable père **MOHAMMED** et guide qui m'a ouvert les yeux sur la science et L'histoire et m'a poussé dans le domaine de recherches et du travail et qui n'a pas cessé De m'encourager tout au long de mon parcours.

_ J'adresse mon grand amour à mes chères (mes frères **Youcef, Abdelmoumen, Abderaouf, Brahim** et sœurs **Douaa, Allae**). C'est grâce à leurs amours et leurs sacrifices que cette thèse a été mené à bout enfin. Mon plus grand souhait dans cette vie,

C'est de les voir toujours à côté de moi, en bonne santé, heureux et que la paix soit avec eux.

_ Je tiens également à mentionner et à témoigner ma reconnaissance à tous mes amis de ma promotion pour leurs encouragements et leur gentillesse envers moi.

_ Mes vifs remerciements vont également à tous mes amis intimes pour l'appui moral Qu'ils m'ont témoigné et les encouragements qu'ils m'ont offerts.

Khaled

Remerciements

Tout travail réussi dans la vie nécessite en premier lieu la Bénédiction de Dieu, et
Ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes. Je tiens donc à remercier et à adresser
Ma reconnaissance à toute personne qui m'a aidé de loin ou de près afin de réaliser ce
Travail.
J'exprime ici ma profonde reconnaissance à l'égard de ma promotrice **Madame DJOUDAR**.
Elle a su orienter mon travail sur l'immense champ d'actualité
De recherche. Les conseils et encouragements qu'elle n'a jamais cessé de prodiguer sont
Inestimables. Sa patience et sa compréhension m'ont permis d'avancer et de terminer ce
Travail.
De ce jury et d'avoir accepté d'expertiser ma thèse.

Khaled

الملخص:

الفيضانات هي أكثر انواع الكوارث الطبيعية شيوعا في دول العالم عامة وفي الجزائر خاصة محدثة الكثير من الخسائر في الارواح، الممتلكات وتدمير البنية التحتية وعلى الرغم من التحذير من حدوثها والوقاية منها، كذا وضع الخطط لمواجهتها من الجهات المعنية الا انه مازالت تحدث اضرارا مختلفة وذلك لعدم الاستجابة لارشادات الجهات المعنية.

تشمل هذه الدراسة حماية مدينة الربعية بولاية المدية ضد الفيضانات وعليه من الضروري اقتراح تخطيط فعال لواد المالح. وفي هذا الإطار تطرقنا إلى عدة محاور: وصف مفصل للمنطقة من أجل تحديد مصدر التدفق وانتقالها إلى المنفذ، تحليل سلسلة الأمطار وتحديد تدفق الوادي خلال 100 سنة، وضع خريطة للمناطق الفيضية عبر النمذجة الهيدروليكية، مناقشة الحلول المختلفة واختيار الحل الأنسب من الناحية التقنية والاقتصادية.

كلمات مفتاحية: فيضانات، واد المالح، مياه الأمطار، حماية، تدفق، النمذجة الهيدرولكية، الربعية.

Résumé :

La problématique des risques naturels tel que le risque d'inondation est un sujet d'actualité dans le monde entier et en Algérie particulièrement.

En regardant les dernières grandes crues catastrophiques, la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit impliquer tous les acteurs concernés (décideurs, techniciens et population) afin d'identifier les enjeux à protéger, les moyens disponibles et alternatives possibles pour atténuer les dégâts humains et matériels provoqués par ce phénomène.

Le présent travail consiste à faire l'étude de protection de la ville de REBAIA, (W. MEDEA), contre les inondations. Pour cela il devient nécessaire de proposer un aménagement efficace afin de limiter les dégâts.

Dans ce cadre, plusieurs axes ont été étudiés : la description détaillée de la zone afin de comprendre la génération de l'écoulement et leur transfert à l'exutoire, l'analyse des précipitations maximales journalières, la détermination de débit de la crue centennale, la délimitation des zones inondables par la modélisation hydraulique du cours d'eau à partir du logiciel HEC-Ras et une description des variantes d'aménagement proposées. D'un point de vue technico-économique, on pourra proposer la variante la plus adaptée à la fin de ce travail.

Mots clés : Inondations, crues, REBAIA, protection, Oued EL MALLEH, Débit, HEC-RAS.

Abstract:

The issue of natural risks such as the risk of flooding is a topical issue around the world in general and in Algeria in particular. Because the last major catastrophic floods, managing this risk is becoming more and more a necessity, which must involve all the actors concerned (decision-makers, technicians and the population) in order to identify the issues that need to be solved, the means available and possible alternatives to reduce the human and material damage caused by this phenomenon.

The present work consists in carrying out the study of protection of the city of REBAIA, (W.MEDEA), against floods. For that, it becomes necessary to propose an effective arrangement in order to limit the damage.

In this context, several axes were studied: the detailed description of the zone to understand the flow generation and their transfer to the outlet, the analysis of the maximum daily precipitations, the determination of the flow of the 100-year flood, the delimitation of the flood zones by hydraulic modeling of the watercourse using the HEC-RAS software and make a description of the proposed development variants.

At the end of this work, we can suggest the most suitable variant from a technical and economic point of view.

Keywords: REBAIA, Design flow, flood risk maps, Flood, Protection, Precipitation.

Sommaire

Introduction Générale 16
Chapitre I: Historique des crues et des inondations en Algérie 18
Introduction 18
I.1 Les inondations 18
I.2. Les crues 18
I.3. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau 18
I.3.1. Lit d'un cours d'eau 18
I.3.2. Rive – berge 20
I.3.3. Alluvions et substratum 20
I.3.4. Ripisylve 20
I.4. Types d'inondations 20
I.4.1. Les inondations à monter lente dans les régions plaines 20
I.4.2. Les inondations par crue torrentielle 21
I.4.3. L'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbain 22
I.4.4. L'inondation par submersion marine 22
I.5. Les causes des inondations 23
I.5.1. Perturbations météorologiques 23
I.5.2. Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières 23
I.5.3. Un environnement topographique défavorable 24
I.6. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2021) (journal El Watan,1971-2021) 24
I.7. Les inondations dans la zone d'étude 29
Conclusion 29
Chapitre II: Présentation de la zone d'étude 31
II.1. Présentation de la zone d'étude 31
II.1.1 Description d'Oued EL MALLEH: 32
II.2. Géomorphologie : 32
II.2.1. Topographie et Relief : 32
II.2.2. Géologie : 33
II.3. Sismicité de la région d'étude : 34
II.4. La climatologie 34

II.5. Hydrographie 35
Conclusion 35
Chapitre III: Etude Hydrologique 37
Introduction 37
III.1. Bassin versant : 37
III.1.1. Etude géomorphologique : 38
a. Caractéristiques géométriques : 38
a.1.Surface : 38
a.2.Périmètre : 38
a.3.La longueur du thalweg principal : 38
b. Caractéristiques de forme : 39
b.1.Indice de compacité de Horton (KH) : 39
b.2.Indice de compacité de Gravélius (Kc) : 39
b.3.Rectangle équivalent : 40
b.4.Coefficient d'allongement : 41
III.1.2. Etude du relief : 41
a. Paramètre du relief : 41
b. La courbe hypsométrique : 41
b.1. L'altitude maximale et minimale (Hmax – Hmin) : 43
b.2. L'altitude moyenne (Hmoy) : 43
b.3. L'altitude médiane « H5% » : 44
b.4. L'altitude médiane « H50% » : 44
b.5. L'altitude médiane « H95% » : 44
C. Les indices de pente : 44
C.1. La pente du bassin versant : 45
C.2. Indice de pente moyenne : 45
C.3. Pente moyenne des bassins versants (I_m) : 45
C.4. Indice de pente globale (Ig) : 46
C.5. La dénivelée spécifique Ds : 47
III.2. Etude du réseau hydrographique : 48
III.2.1. Caractéristiques du réseau hydrographique 48
III.2.2. Paramètres hydrographiques 50
III.2.2.1. Densité de drainage (Dd) 50

III.2.2.2. La densité hydrographique « F » 51
III.2.2.3. Profil en long 51
III.2.2.4. Pente moyenne du cours d'eau principal Ic 51
III.2.2.5. Le coefficient de torrentialité « Ct » 52
III.2.2.6. Temps de concentration 52
III.2.2.7. Vitesse de ruissellement 54
III.3. Etude des précipitations : 56
III.3.1. Pluviométrie 56
III.3.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin : 56
III.3.1.2. Estimation de la pluie max journalière : 57
Ajustement de la série a la loi de GUMBEL 61
Ajustement à la loi Log-Normal 62
Choix de la loi d'ajustement : 65
Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : 66
III.3.2. Etude des apports : 69
III.3.2.1 Apports liquides : 69
A). Formule de SAMIE : 69
b). Formule de MEDINGER : 70
c). Formule de l'A.N.R.H : 70
III.3.2.2 : Etude des caractéristiques de l'écoulement. 70
a. Module de l'écoulement (M_e): 70
b. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0): 71
d. Coefficient de l'écoulement (Ce) : 71
e. Coefficient de variation (Cv) : 71
III.4. Etude des crues. 72
III.4.1 Estimation des crues 72
A/ Définition de la crue 72
B/ Différentes méthodes d'évaluation des crues 73
III.4.2 Application sur le bassin versant de la zone d'étude. 73
III.4.2.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques : 74
Formule de Mallet-Gauthier : 74
Formule de TURAZZA : 74

Formule de SOKOLOVSKY : 75
III.4.2.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX : 76
III.4.3 Hydrogrammes de crue : 80
III.4.4 Choix de la crue de projet : 82
Conclusion : 83
Chapitre IV: Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé 85
Introduction 85
IV.1 Généralités 85
IV.1.1. Ecoulement à surface libre 85
IV.1.2. Types d'écoulements 85
IV.1.3. Régime d'écoulement 87
IV.1.4. Canaux à ciel ouvert 89
IV.1.4.1. Types de canaux 89
IV.1.4.2. Propriétés des canaux 91
IV.1.4.2.1 Propriétés géométriques 91
IV 1.4.2.2 Propriétés hydrauliques 91
ii. Débits 91
iii. Vitesse en un point de l'écoulement 92
IV.1.5.1. Conditions de l'écoulement uniforme 93
IV.1.5.2. Formules de calcul 93
Détermination de coefficient de Chézy : 93
1) Formule d'AGROSKINE : 93
2) Formule de MANING-STRICKLER : 94
3) Formule de PAVLOVSKY : 94
4) Formule de BAZIN : 94
IV.2. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé 95
IV.2.1. Etat de l'oued étudié 95
IV.2.2. Modélisation de l'écoulement 97
IV.2.2.1. Choix du type de modèle hydraulique 97
IV.2.2.2. Présentation du logiciel HEC-RAS 97
IV.2.2.3. Données géométriques : 98
IV.2.2.4 Données de débit : 105
IV.2.2.5 Simulation en écoulement uniforme : 105

IV.2.2.6 Résultats de la simulation : 105
Conclusion : 107
Chapitre V: Etudes des variantes d'aménagements. 109
Introduction 109
V.1. Principe d'aménagement 109
V.1.1. Les différents types d'aménagements (Nedelec, 1998) 109
V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux 109
V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement 110
V.1.3.1. La pente du projet 110
V.1.3.2. Le coefficient de rugosité 110
V.1.3.3. Revanche des canaux 111
V.2 Calcul hydraulique : 111
V.3 Etude des variantes 112
V.3.1 Aperçu sur le gabion : 113
V.3.2 Les avantages des aménagements hydrauliques en béton : 113
V.3.3 La variante n°01 113
V.3.5 Résultat de dimensionnement : 116
V.3.5.1 Variante N°01 : Béton 116
V.4. Choix de la variante d'aménagement 119
CONCLUSION : 119
Chapitre VI: Organisation de chantier 121
INTRODUCTION : 121
VI.1 Généralités : 121
VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier : 121
VI.1.1 Maître de l'ouvrage : 121
VI.1.2 Maître d'œuvre : 121
VI.1.3 L'entreprise : 121
VI.1.4 Définitions des engins utilisés : 122
VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet : 123
VI.3 Planification des travaux : 124
VI.3.1 Définition : 124
VI.3.2 Techniques de la planification : 124
VI.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau : 124

VI.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique : 125
VI.3.3 Les étapes de la planification : 125
VI.3.3.1 Collection des informations : 126
VI.3.3.2 Décomposition du projet : 126
VI.3.3.3 Relations entre les tâches : 126
VI.3.4 Choix de la méthode de calcul : 126
VI.3.4.1 Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M : 126
VI.3.4.2 Chemin critique (C.C) : 127
VI.3.5 Diagramme de Gantt : 127
VI.3.6. Elaboration du réseau selon la méthode CPM : 127
CONCLUSION : 128
Conclusion générale 129
Références bibliographiques 130
ANNEXES 104

Liste des tableaux :

Tableau 1 : Précipitation annuelles 34
Tableau 2 : Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant de l'Oued EL MALLEH. 41
Tableau 3 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued EL MALLEH. 43
Tableau 4 : caractéristiques altimétriques du bassin versant. 44
Tableau 5 : les courbes de niveau du bassin versant. 46
Tableau 6 : pentes moyennes de bassin versant Im 46
Tableau 7 : Indice de pente globale (Ig). 46
Tableau 8 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global. 47
Tableau 9 Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M. 47
Tableau 10 Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant de l'Oued EL MALLEH 47
Tableau 11 Classification, nombre de cours d'eau et leur longueur. 50
Tableau 12 La densité de drainage 50
Tableau 13 La densité hydrographique 51
Tableau 14 La pente moyenne du cour d'eau principales. 52
Tableau 15 Les temps de concentration. 54
Tableau 16 Caractéristiques du bassin versant d'Oued EL MALLEH. 55
Tableau 17 Répartition des pluies moyennes mensuelles 1978-2013 57
Tableau 18 Pluies maximales journalières prise de la station de MONGORN (ZOUBIRIA) (W. Médéa). Code station : 011404. 58
Tableau 19 tableau récapitulatif des résultats 59
Tableau 20 Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL. 61
Tableau 21 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon. 62
Tableau 22 Pluies maximales journalières par les différentes fréquences. 62
Tableau 23 Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale. 63
Tableau 24 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon. 64
Tableau 25 Pluies maximales journalières par les différentes fréquences. 65
Tableau 26 Comparaison des caractéristiques des lois. 65
Tableau 27 les précipitations des diffèrent fréquence. 67
Tableau 28 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités 67
Tableau 29 Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de concentration. 69
Tableau 30 : Apports moyens interannuels. 70
Tableau 31 Les caractéristiques d'écoulement. 72
Tableau 32 Valeur de coefficient de ruissellement C. 74
Tableau 33 Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes. 75
Tableau 34 Les débits de crues du bassin versant pour des différentes périodes de retour. 75
Tableau 35 Débits de pointe par la méthode GRADEX. 79
Tableau 36 débit de crue du bassin versant pour une période de retour de 100 ans. 79
Tableau 37 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ. (Y. Nedelec, C. Kao, C. Chaumont,1998). 81

Tableau 38 Valeurs des débits de crues en fonction du temps. 81
Tableau 39 : Crues de projet recommandées. (Y. Nedelec, C. Kao, C. Chaumont,1998) 82
Tableau 40 Estimation du coefficient de Manning 100
Tableau 41 Résumés de l'éstimation du coefficient de Manning 101
Tableau 42 : Débits véhiculé dans le cours d'eau 105
Tableau 43 : Valeurs de coefficient de rugosité. 110
Tableau 44 : les valeurs de Ks et n selon le matériau de construction. 112
Tableau 45 : Sections d'aménagement de la variante 1. 116
Tableau 46 : Cout total de la variante 01 116
Tableau 47 : Sections d'aménagement de la variante 2. 117
Tableau 48 Cout total de la variante 02) 117
Tableau 49 Sections d'aménagement de la variante 3. 118
Tableau 50 Cout total de la variante 03 118
Tableau 51 Critères de comparaison entre le béton armé et le gabion. 119
Tableau 52 Engins utilisés 122
Tableau 53 Devis quantitatif et estimatif 123
Tableau 54 : Liste des opérations avec leurs durées. 127
Tableau 55 : Succession des taches. 128
Tableau 56 : Résultats de la simulation sur HEC-RAS 105
Tableau 57 Valeurs de n de Manning. 108

Liste des figures

Figure 1 : Niveau des crues au niveau des lits de l'oued (Source : smmar.org). 18
Figure 2 : Lit mineur (Source : georisques.gouv.fr). 19
Figure 3 : Lit moyen (Source : georisques.gouv.fr). 19
Figure 4 : Lit majeur (Source : georisques.gouv.fr). 20
Figure 5 : inondations à monter lente dans les régions plaines (Source : unblog.fr). 21
Figure 6 : inondations par crue torrentielle (Source : unblog.fr). 21
Figure 7 : inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain (Source : unblog.fr). 22
Figure 8 : Inondations par submersion marine (Source : unblog.fr). 22
Figure 9 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (Source : journal El-WATAN) 28
Figure 10 : Inondations à Médéa 04 Mai 2021 (Source : journal El-WATAN). 28
Figure 11 : Inondations à Constantine Septembre 2018 (Source : journal El-WATAN) 29
Figure 12 : Frontière de la commune Rebaia (Source : carte Algérie.com). 31
Figure 13 : Vue satellitaire de la zone d'étude (Source : Google Earth 2019) 32
Figure 14 : Carte géologique de la région de Rebaia (Source : laboratoire national de l'habitat et de la construction-dz.com). 33
Figure 15 : Carte de micro zonage sismique du territoire national (RPA 2003). 34
Figure 16 : Situation de la zone d'étude. 37
Figure 17 : délimitation du bassin versant du site. 38
Figure 18 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravélius Kc. 40
Figure 19 : Carte hypsométrique d'Oued EL MALLEH 42
Figure 20 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued ELMALLEH. 43
Figure 21 : Courbe de niveau du bassin versant de l'oued EL MALLEH (Source : Logiciel Arc GIS). 48
Figure 22 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'oued EL MALLEH. 49
Figure 23 : Répartition mensuelle des précipitations. 1978-2013 57
Figure 24 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL (Source : Logiciel HYFRAN). 61
Figure 25 : Représentation graphique de la loi Log Normal (Source : Logiciel HYFRAN). .. 64
Figure 26 : Graphe présentatif de la comparaison entre les deux lois (Source : Logiciel HYFRAN). 66
Figure 27 : courbes des courtes pluies dans des durées fréquentielles. 68
Figure 28 : courbes des intensités dans des durées fréquentielles 69
Figure 29 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL. 77
Figure 30 : Hydrogrammes des crues pour des différentes périodes de retours. 82
Figure 31 : Schéma d'un écoulement permanant. (WH Graf, MS Altinakar – 2000). 86
Figure 32 : Schéma d'un écoulement non permanant. (WH Graf, MS Altinakar – 2000). 86
Figure 33 : Schéma illustrant les différents types d'écoulements (Source : Wikipédia). 87
Figure 34 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel. 88
Figure 35 : Canal naturel (Source : Wikipédia). 89
Figure 36 : Canaux artificiels à ciel ouvert. (WH Graf, MS Altinakar – 2000) 90
Figure 37 : Eléments géométriques de la section (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016). 91
Figure 38 Forces appliquées par l'eau sur les parois (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016) 92

Figure 39 : Oued EL MALLEH. Année 2021 95
Figure 40 : Oued EL MALLEH et l'urbanisation sur le lit majeur. Année 2021 95
Figure 41 : Des habitations situées au bord de l'oued ce qui provoque un risque en cas des crues. Année 2021 96
Figure 42 : Gabionnages dégradés. Année 2021 96
Figure 43 : Des dalots construits au niveau de l'oued pour faciliter la circulation des gens et des véhicules. Année 2021 96
Figure 44 : Un pont qui passe par oued EL MALLEH. Année 2021 97
Figure 45 : Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center. 98
Figure 46 : Schéma représentatif de la partie simulée de l'oued EL MALLEH 99
Figure 47 : Exemple d'une section en travers (Station 83.49) 101
Figure 48 : Exemple d'une section en travers (Station 283.49) 102
Figure 49 : Exemple d'une section en travers (Station 1833.49) 102
Figure 50 : Exemple d'une section en travers (Station 3033.49) 103
Figure 51 : Exemple d'une section en travers d'une traversée de route (Station 1450) 103
Figure 52 : Exemple d'une section en travers d'une traversée de route (Station 1045) 104
Figure 53 : Exemple d'une section en travers d'une traversée de route (Station 10) 104
Figure 54 : Profil en long incluant la ligne d'eau de Oued El MALLEH amont et aval. 106
Figure 55 : : Profil en travers (Section 3033.49) 106
Figure 56 : : Profil en travers (Section 1384.49). 106
Figure 57 : Profil en travers d'un ouvrage noyé (Section 1450). 107
Figure 58 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000). 110
Figure 59 : les dimensions d'un casier en gabion. 114
Figure 60 : section transversale du gabion à trois escaliers. 114
Figure 61 : section transversale du gabion à quatre escaliers. 115
Figure 62 : Diagramme de PERT. 128
Figure 63 : Schéma des fichiers d'un projet sur HEC-RAS. 105

Introduction Générale

L'eau peut être une source bénéfique comme elle peut être une source de problèmes. Elle présente des situations de paradoxe, d'une part des pénuries et d'une autre part des inondations, ces derniers sont un risque majeur sur le territoire national et dans le monde entier.

Classées au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, les inondations entraînent la mort d'environ 500 000 personnes dans le monde par an (BACHI,2011), la destruction des villes et des villages, la propagation des maladies dangereuses et le gel de toute activité contribuant au développement des différents secteurs économiques et sociaux.

L'Algérie, de sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006, de Ghardaïa en 2008 et d'El Bayadh en 2011, et récemment à Annaba, Tébessa, et Médéa, sont des cas réels de catastrophes en absence de solutions techniques qui peuvent y faire face.

Les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leurs ampleurs et leurs occurrences imprévisibles.

Notre étude est dans ce sens, du fait que la partie EST de la commune de REBAIA est traversée par Oued EL MALLEH et ses affluents qui sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc l'estimation de l'hydrogramme de crue. Puis l'identification des zones à risque, ainsi que les enjeux dans le but d'envisager des mesures structurelles qui puissent protéger les zones occupées le long de l'Oued EL MALLEH et de ses affluents.

Pour ce faire, le travail est divisé en six volets : Nous allons entamer avec une présentation détaillée de la zone d'étude, puis nous allons traiter les pluies maximales journalières pour aboutir aux pluies maximales probables qui seront incluses dans le calcul des débits. Une fois les hydrogrammes estimés et en ayant des levés topographiques détaillés, on va pouvoir étudier les écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'élaborer une carte d'inondation sur Oued EL MALLEH et ses affluents en associant les fonctionnalités des deux logiciels Auto CAD Civil 3D et HEC-RAS. Ce qui permet d'identifier les zones inondables et les enjeux sis aux bords de l'Oued., Dès lors, on propose des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée, et en faire une estimation quantitative et financière.

CHAPITRE I :
Historique des crues et des inondations en Algérie.

Chapitre I: Historique des crues et des inondations en Algérie

Introduction

Le phénomène des inondations est un des risques de catastrophes naturelles le plus répondu dans le monde. Par conséquent, l'Algérie en fait partie.

Dernièrement, des centaines de sites ont été identifiés par le risque d'inondation sur tout le territoire national.

I.1 Les inondations

Une inondation est la submersion temporaire, rapide ou lente d'un espace par des eaux douces ou salées, suite à un débordement direct ou indirect d'eau, un ruissellement important ou les conséquences de la rupture d'un ouvrage.

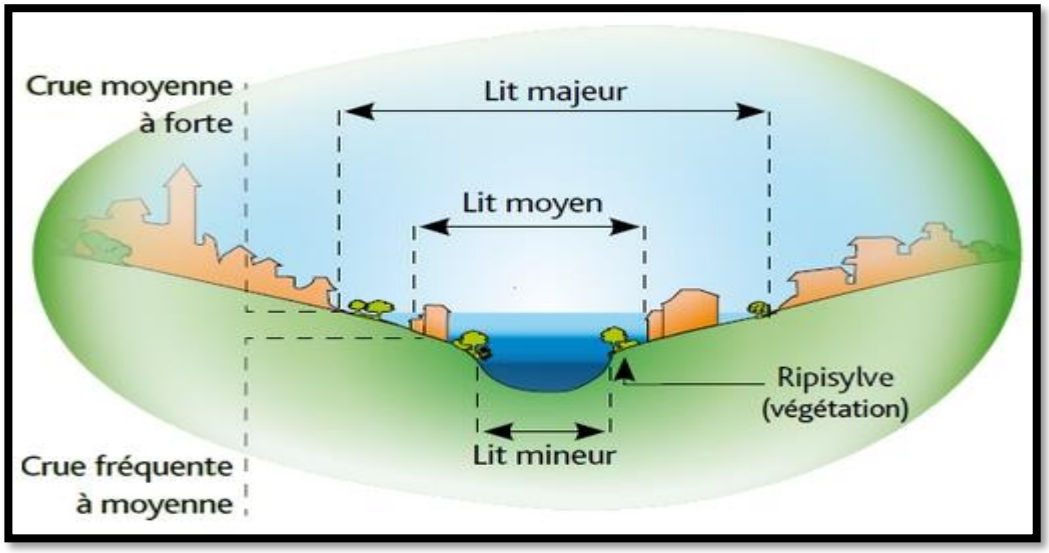


Figure 1 : Niveau des crues au niveau des lits de l'oued (Source : smmar.org).

I.2. 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 hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. D'ailleurs la partie montante de cet hydrogramme 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.

I.3. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau

I.3.1. 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 gravitairement.

On distingue trois types de lits :
- le lit mineur limité par des berges.
- le lit majeur occupé temporairement par les eaux débordantes.
- le lit moyen entre les deux lits précédents.

a. Lit mineur

On appelle lit mineur, le chenal apparent limité par des berges franches dans lequel s'écoulent les basses eaux et le débit moyen annuel.



Figure 2 : Lit mineur (Source : georisques.gouv.fr).

b. Lit moyen

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes.



Figure 3 : Lit moyen (Source : georisques.gouv.fr).

c. Lit majeur

Le lit majeur d'un cours d'eau est la zone d'expansion des crues exceptionnelles dont la période de retour est de l'ordre de cent ans. Il s'agit donc des zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres.

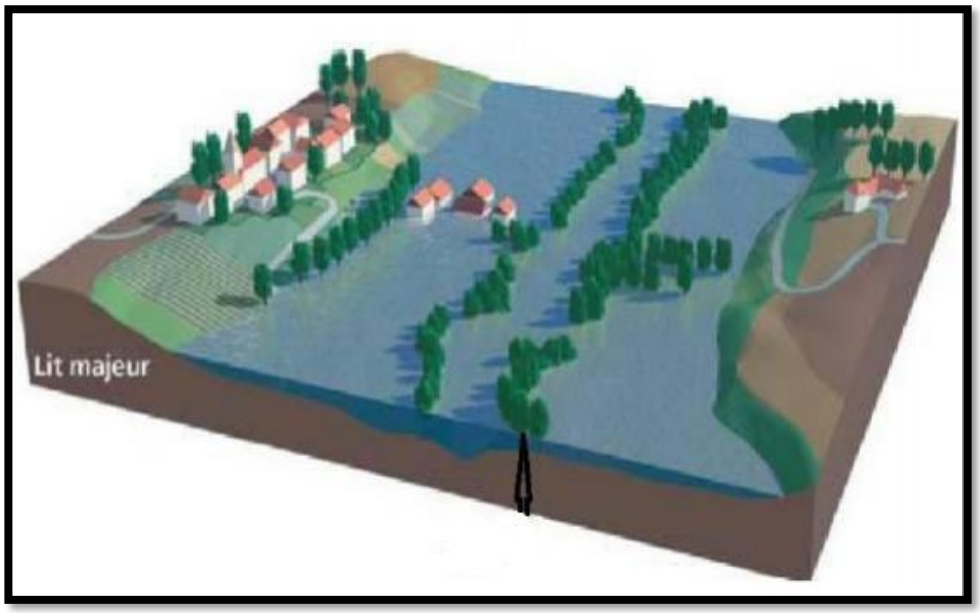


Figure 4 : Lit majeur (Source : georisques.gouv.fr).

I.3.2. 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 aquatiques et terrestres. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

I.3.3. 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, tendre (grés, marnes…).

I.3.4. 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.

I.4. Types d'inondations

I.4.1. Les inondations à monter lente dans les régions plaines

Cette inondation concerne la montée progressive du niveau de l'eau dans les cours d'eau qui, au bout d'une période relativement longue sort de son lit mineur et inonde les

plaines environnantes. Cette inondation concerne les terrains bas, et la durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

Le débordement dans les zones plaines est comme suit:

- Le débordement direct d'un cours d'eau dans son lit majeur, suite à des épisodes de fortes précipitations ou à la fonte des neiges hivernales (ce sont les crues).
- Le débordement indirect d'une réserve d'eau (de surface ou souterraine) suite à la remontée des nappes phréatiques ou bien d'eaux à travers les canalisations.

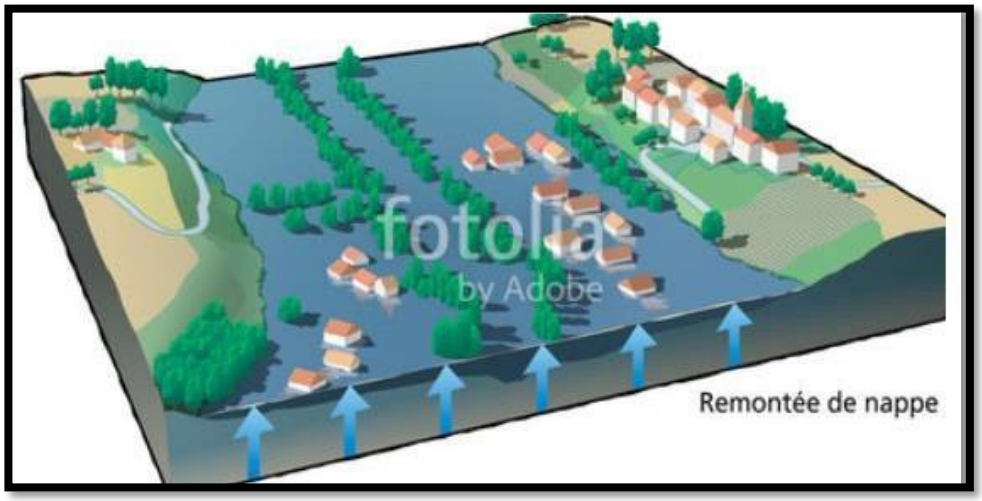


Figure 5 : inondations à monter lente dans les régions plaines (Source : unblog.fr).

I.4.2. Les inondations par crue torrentielle

On appelle inondation par crue torrentielle un phénomène pluvial intense tombant sur un bassin versant.

L'eau de ruissèlement remplit le cours d'eau et occasionne des crues rapides, brutales et violentes.

Elles se produisent sur une période inférieure à 12 heures, ce qui rend la prévention très difficile. Le cours d'eau peut transporter de grandes quantités de flottants comme des branches, ou des déchets ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées.

Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses (pente importante), mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité.

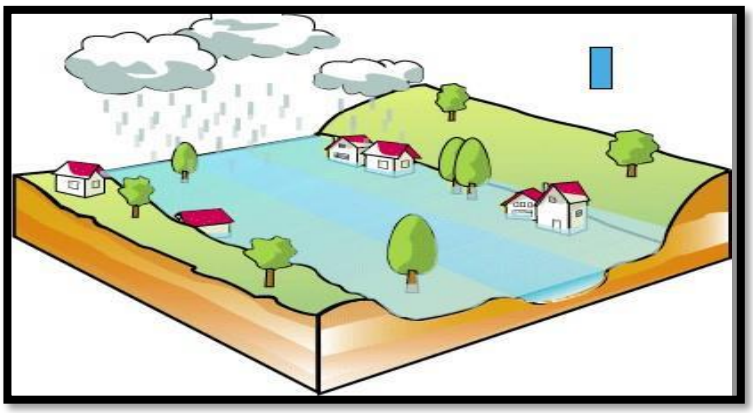


Figure 6 : inondations par crue torrentielle (Source : unblog.fr).

I.4.3. L'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbain

L'imperméabilisation du sol dû aux aménagements (bâtiments, routes, parkings…) limite l'infiltration de l'eau dans le sol et accentue le ruissellement. Ceci occasionne la saturation du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. Lorsque ce dernier se produit en milieu urbain, on appelle cela le ruissellement urbain. Il s'agit d'un phénomène fréquent dans le Gard où, à l'issue de fortes précipitations sur des petits bassins versants, les cadereaux sont à sec, se gorgent vite et quittent rapidement leur lit.

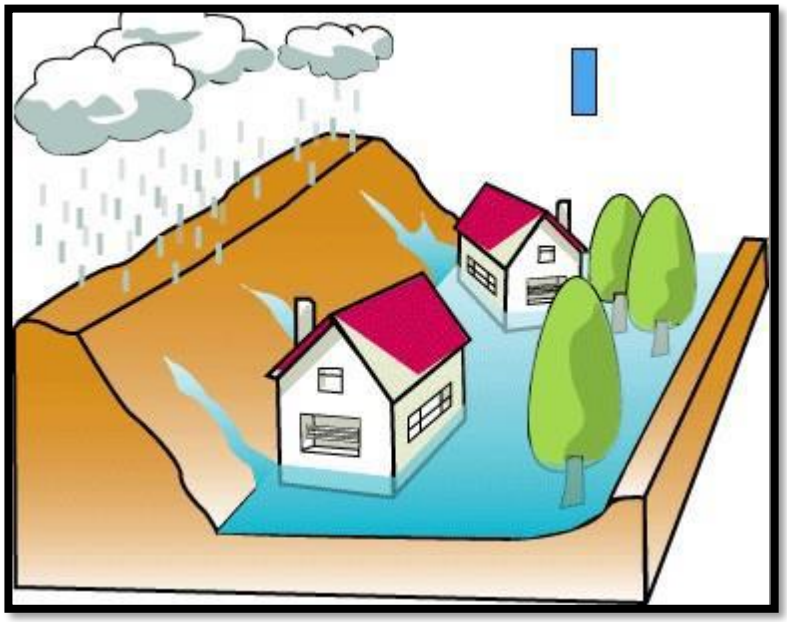


Figure 7 : inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain (Source : unblog.fr).

I.4.4. L'inondation par submersion marine

Cette inondation concerne le niveau de la mer qui, lors de conditions météorologiques extrêmes (associant dépressions atmosphériques, vents violents, fortes houles, phénomènes marégraphiques et tempêtes) s'élève considérablement et inonde les zones côtières. Cette inondation peut aussi être déclenchée par des séismes sous-marins qui peuvent entrainer un tsunami selon sa magnitude.



Figure 8 : Inondations par submersion marine (Source : unblog.fr).

I.5. Les causes des inondations

I.5.1. Perturbations météorologiques

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifiés liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales. Une analyse des perturbations atmosphériques dites ''sévères'' (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90. **(Yahiaoui & Touaibia, 2012).**

Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc… **(Yahiaoui & Touaibia, 2012).**

I.5.2. Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières

Depuis quatre décennies, les villes algériennes connaissent une poussée démographique due à l'exode rural. Cet afflux massif des populations vers les villes a entraîné une extension urbaine et une densification du tissu urbain. Les populations issues de ce phénomène sont confrontées au problème de logement, bien social, dont le gouvernement ne définit pas une véritable politique efficace afin de donner à chaque Algérien un cadre de vie idéal. Face à cette situation, les populations, à majorité des classes sociales défavorisées, se livrent à l'auto construction occupant des espaces instables (fonds d'Oueds), où les systèmes d'assainissement sont inexistants ou ne répondent pas fonctionnellement et quantitativement au défi de l'urbanisation. **(Yahiaoui, 2012).**

Le nombre de constructions dans les zones inondables dans toutes les wilayas du pays est remarquable où on trouve 14545 quartiers en ajoutant Merdja et Baraki dans la wilaya d'Alger, 06 cités pour la wilaya d'Oran, 1261 constructions dans la wilaya de Sétif, et 30 cités et quartiers dans la wilaya de Annaba **(Yahiaoui, 2012).**

I.5.3. Un environnement topographique défavorable

Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou Bel Abbés) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa).Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

I.6. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2021) (journal El Watan,1971-2021)

Dans ce qui suit un aperçu des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années de 1971 à 2021, sera synthétisé.

Voici les dommages des crues et des inondations en Algérie durant cette période :

- 12 octobre 1971 : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

- 27 au 29 mars 1973 : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilayas du pays.

- 28 au 31 mars 1974 : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.

- 01 septembre 1980 : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

- 11 novembre 1982 : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.

- 22 août 1983 : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.

- 03 février 1984 : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants. Les répercutions sont les suivantes :
  - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
  - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
  - Skikda : 8000 habitations envahies.
  - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
  - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
  - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.

- 29 décembre 1984 au 01 janvier 1985 : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

- 05 juillet 1987 : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.

- 01 septembre 1989 : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El- Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.

- 03 juin 1991 : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.

- 26 et 27 janvier 1992 : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.

- 29 septembre au 02 octobre 1994 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causant des dégâts importants :
  - Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
  - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.

- Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
- Tissemsilt : neuf morts enregistrés.
- Sidi Bel Abbès : deux morts.

- 4 avril 1996 : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.

- 14 janvier 1999 : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs disparus.

- 28 septembre 2000 : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.

- 24 octobre 2000 : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla ont causé la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants dégats matériels à Theniet El Had.

- 9 et 10 novembre 2001 : L'inondation spectaculaire sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.

- 1 et 2 octobre 2008 : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante- huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m3/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.

- 01 octobre 2011 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à El-Bayad, Msila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued, telle que les inondations de la ville d'El Bayadh avec 60 mm de pluie enregistrées entre 17 :00 et 18 :00 et des pertes humaines (11 victimes, 01 fillette disparue, 34 blessés) avec des dégâts importants (destruction de l'ensemble des habitations précaires situées à proximité de l'oued, 02 passerelles et plusieurs tronçons de routes ont été emportés), les dégâts matériels occasionnés par cette catastrophe meurtrière sont estimés à près de 600 milliards de centimes par le wali d'El Bayadh.

- 02 septembre 2013 : Les fortes pluies qui se sont abattues ont provoqué des dégâts importants dans certaines communes de la wilaya de Khenchela, notamment Remila et Taouzianet, où trois enfants ont été emportés par les eaux. Dans cette région, des champs de melon, de tomate, d'oignon, et des arbres fruitiers ont été endommagés.

- 29 Aout 2015 : Une personne est portée disparue, 70 autres évacuées et plus d'une quarantaine de maisons ont été inondées à la suite des fortes chutes de pluie enregistrées durant ces dernières 48 heures, dans la wilaya de Khenchela, précisément dans les communes de Babar et Ouled Rechache, selon une source proche de la Protection civile de Khenchela.

- 14 septembre 2016 : De fortes pluies se sont abattues, dans les communes de Chechar et Djellal, au sud de la wilaya de Khenchela, causant des inondations dévastatrices qui ont engendré des dégâts matériels considérables, et la disparition d'une personne.

- 14 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues, sur la ville de Tébessa, atteignant les 50 mm, ont provoqué le débordement de l'oued Nagues, causant d'importants dégâts matériels et la fermeture de plusieurs axes routiers. Plusieurs personnes ont été blessées, des maisons ont été envahies par la boue et des affaissements ont été enregistrés. Un enfant de 5 ans a été emporté par les crues. Il a été retrouvé mort.

- 22 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues pendant une heure, sur la ville de Constantine ont pu provoquer l'inondation de la ville ou 11 personnes ont étés blessés et deux personnes ont été trouvé mortes.

- 26 janvier 2019 : Les intempéries qu'a connues la wilaya d'Annaba ont causé la mort de trois personnes.

- 09 septembre 2019 : Des pluies torrentielles qui se sont abattues sur la région est de la wilaya de Bouira, en particulier à Ahnif, ont provoqué la crue d'un oued, paralysant ainsi le trafic routier sur la RN05. En plus des dégâts causés sur le réseau routier

- 22 Décembre 2020 : Fortes précipitations à Jijel, 25 bus de transport de voyageurs ont été inondés alors que les habitations longeant le cours de l'oued El Kantara ont vu le niveau des eaux monter jusqu'à 1,50 m.

- 04 Mai 2021 : Quatre personnes sont décédées suite à des inondations qui ont touché la wilaya de Médéa plus de 125 véhicules endommagés alors qu'il a été enregistré la perte de nombreuses têtes d'ovin, dans la commune de Souagui.

- 15 Mai 2021 : Inondations de Beni Slimane, des dégâts à l'infrastructure routière qui relie le chef-lieu de la commune à plusieurs agglomérations urbaines secondaires.

Causant d'importants dégâts des maisons ont été envahies par la boue, plusieurs véhicules sont abattues.



Figure 9 : Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (Source : journal El-WATAN)



Figure 10 : Inondations à Médéa 04 Mai 2021 (Source : journal El-WATAN).



Figure 11 : Inondations à Constantine Septembre 2018 (Source : journal El-WATAN).

I.7. Les inondations dans la zone d'étude

Dans la région d'étude, le réseau hydrographique est bien développé. Souvent l'épandage des terres agricoles pose un problème d'inondation énorme aux agriculteurs et aux habitants de la région de Rebaia après chaque forte précipitation.

L'**Oued El MALLAH**, peut être en crue comme ça a été le cas en 1973 et en 1983. Cette dernière a endommagé un pont et a inondé en partie l'agglomération chef-lieu de **REBAIA**, la lame d'eau a atteint **1.90 m** de hauteur. La crue a aussi érodé les berges et élargi le lit de l'oued.

Conclusion

La problématique des crues et des inondations en Algérie est la conséquence des pluies torrentielles exceptionnelles. Ces phénomènes naturels conduisent à des dégâts matériels et humains, ce qui fait que la diminution du danger engendré par ces phénomènes est obligatoire, en premier lieu à travers la description du régime des crues d'un bassin versant qui nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, ainsi qu'une analyse statistique pour mieux identifier et connaitre la nature du régime et le débit de pointe .Ce dernier permettra un dimensionnement idoine des différents aménagements sur un cours d'eau.

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre II: Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer tout projet, la connaissance de la zone d'étude est primordiale ; elle nous permettra d'avoir un maximum de données, les indications géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension des mécanismes hydrologiques.

En effet l'altitude, la pente et la forme d'un bassin versant reliées à la lithologie renseignent sur le type de réponse hydrologique du bassin.

II.1. Présentation de la zone d'étude

Avec une superficie de **15 432 Ha**, la commune de **REBAIA** se situé dans la wilaya de MEDEA, elle est à 60 km de son chef-lieu de la wilaya et de 36 km de son chef-lieu de Daïra de BERROUGHIA.

Situé à **800** mètres d'altitude sur le versant de l'Atlas Tellien.

Cette commune est limitrophe aux communes de **SOUAGUI** de **SIDI ZIANE** et la commune de **AIN BOUCIF** au sud, elle est traversée par une seule route d'importance régionale c'est la **C.W 64** qui repart au Nord la **C.W 20** et la **RN 60** au sud.

Elle est limitée par :

- La commune d'**Ouled Deid** au Nord-Ouest ;
- La commune de **Souagui** au Nord-Est ;
- La commune d'**Ain Boucif** au sud ;
- La commune de **Tlatat des Douairs** à l'Ouest ;
- La commune de **Sidi Ziane** à l'Est.

Les cordonnées Lambert où se situé notre site d'étude sont :

X= 531 à 550

Y= 296 à 310

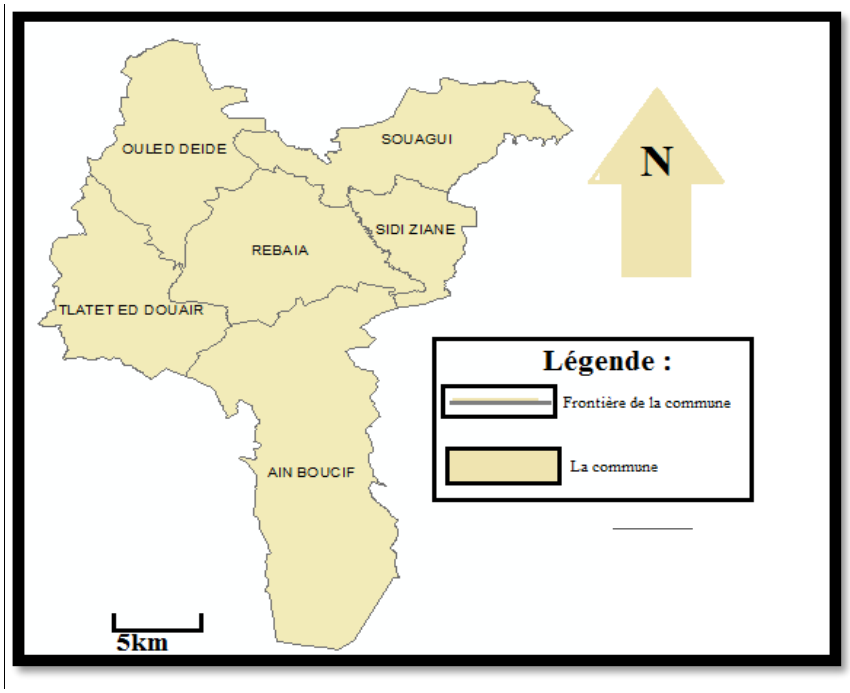


Figure 12 : Frontière de la commune Rebaia (Source : carte Algérie.com).

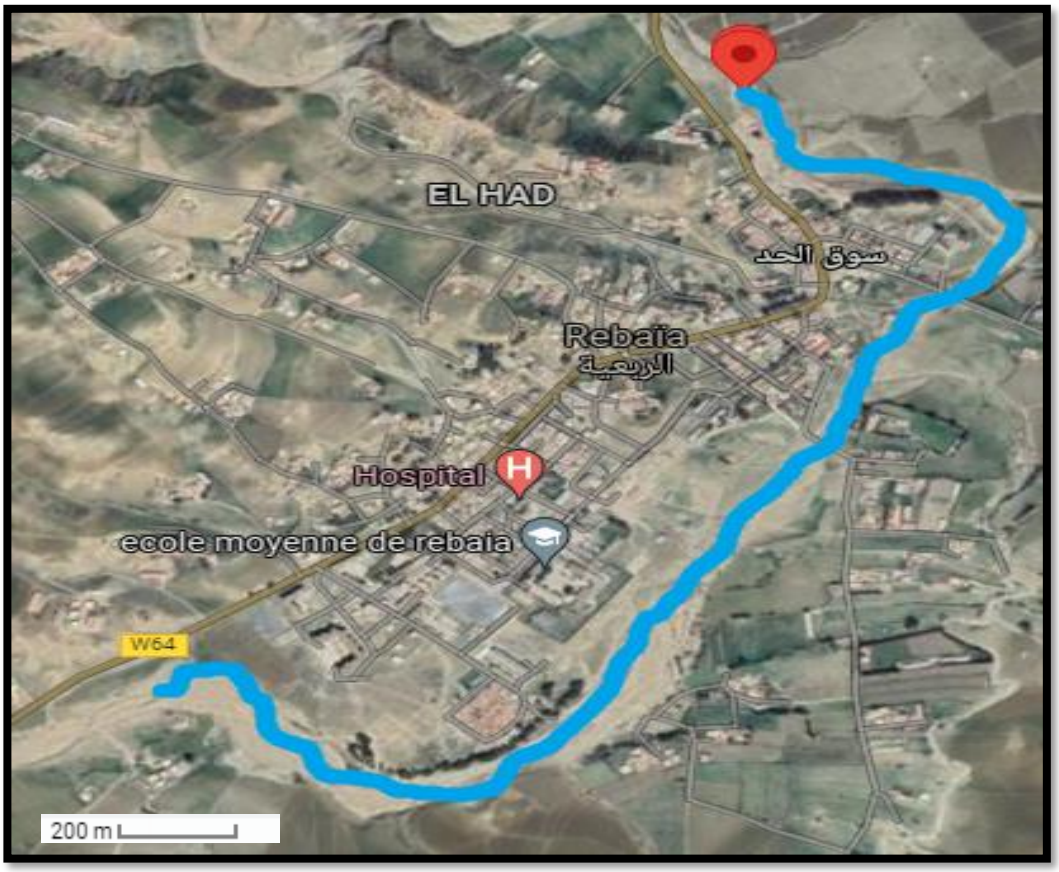


Figure 13 : Vue satellitaire de la zone d'étude (Source : Google Earth 2019)

II.1.1 Description d'Oued EL MALLEH:

OUED EL MALLEH se situe à l'est du chef-lieu REBAIA avec une longueur de 3km et une largeur comprise entre 50 et 300 m, en prenant compte que les deux rives ont des talus assez faibles.

Au long de 3 km, OUED EL MALLEH n'est pas aménagé sauf qu'il y'a quelques gabions dégradés et des dalots pour faciliter la circulation des gens et des véhicules au-dessus d'oued, il contient des végétations et beaucoup de déchets qui font un obstacle à l'écoulement des eaux pluviaux et des eaux usés.

II.2. Géomorphologie :

II.2.1. Topographie et Relief :

La commune de **REBAIA** est constituée par deux ensembles topographiques dont l'un a des reliefs dont l'altitude est à 790 m, dépassant parfois le cap de 810m et dont l'autre a une topographie plus douce et ou se dessine de nombreuses vallées en général.

Les pentes les plus faibles de 0 à 3% se situent au centre et au sud de la commune, avec quelques lambeaux au Nord et à l'Est.

II.2.2. Géologie :

Les formations supérieures et inférieures du sol ont un rôle très important dans le processus de l'écoulement. C'est le domaine spatial des échanges entre la surface du sol et le débit à l'exutoire d'un bassin versant.

Sur le plan géologie, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. (Figure 14).

Sur le plan stratigraphique, la zone d'étude de **REBAIA** se situe dans les Alluvions et les sédiments (qt): de pentes contemporains, limons, argilo-sableux, poudingues, sédiments pétris.

Néogène (mi): miocène inférieur marin Burdigalien : série compacte et monotone de marnes argileuses grises et d'argiles marneuses avec des couches de grès durs, conglomérats rouges.

Eocéne moyen marin (em) : argile marneuse, marne brune séléniteuse, renfermant très fréquemment des bancs de grés bruns très durs et des niveaux de calcaires crayeux.

Eocéne inférieur marin (ei) : marnes foncées, noires ou brunes séléniteuses et pyriteuses, renfermant parfois des lentilles calcaires, des couches lenticulaires de macro-poudingues et conglomérats.

Crétacé marin supérieur (cs) : schistes argileux, marnes grises, calcaires marneux avec passées de calcaires noirs et quartzites.

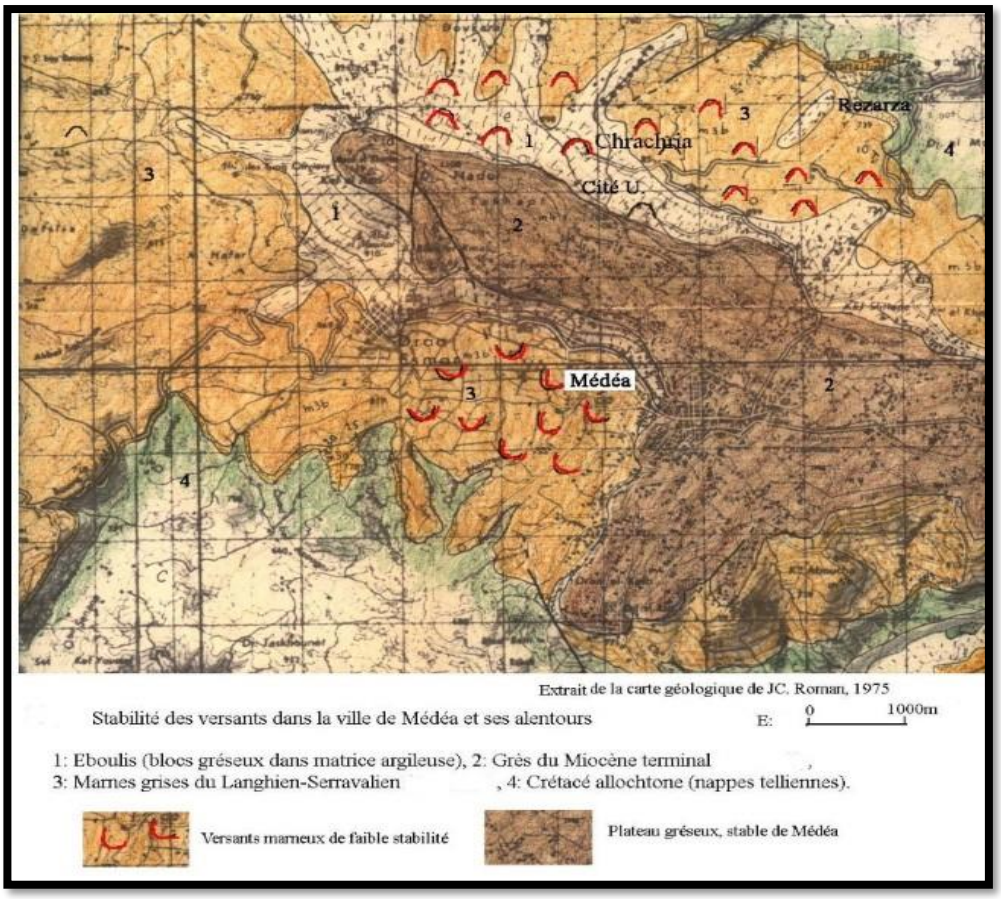


Figure 14 : Carte géologique de la région de Rebaia (Source : laboratoire national de l'habitat et de la construction-dz.com).

II.3. Sismicité de la région d'étude :

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasienne, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

D'après le règlement parasismique Algérien notre zone d'étude appartient à la zone IIa.

Notre zone d'étude situé dans la Wilaya de Médéa, cette dernière est classé selon le règlement parasismiques Algériennes zone IIa. Notre ouvrage est classé selon le groupe d'usage **(1A)** à partir du paragraphe 3,2 du règlement parasismique Algérienne **(RPA 99/2003).**

Le coefficient d'accélération de zone est égal à 0.25 et l'accélération retenue est :

$$A_g = 0.25\ g$$

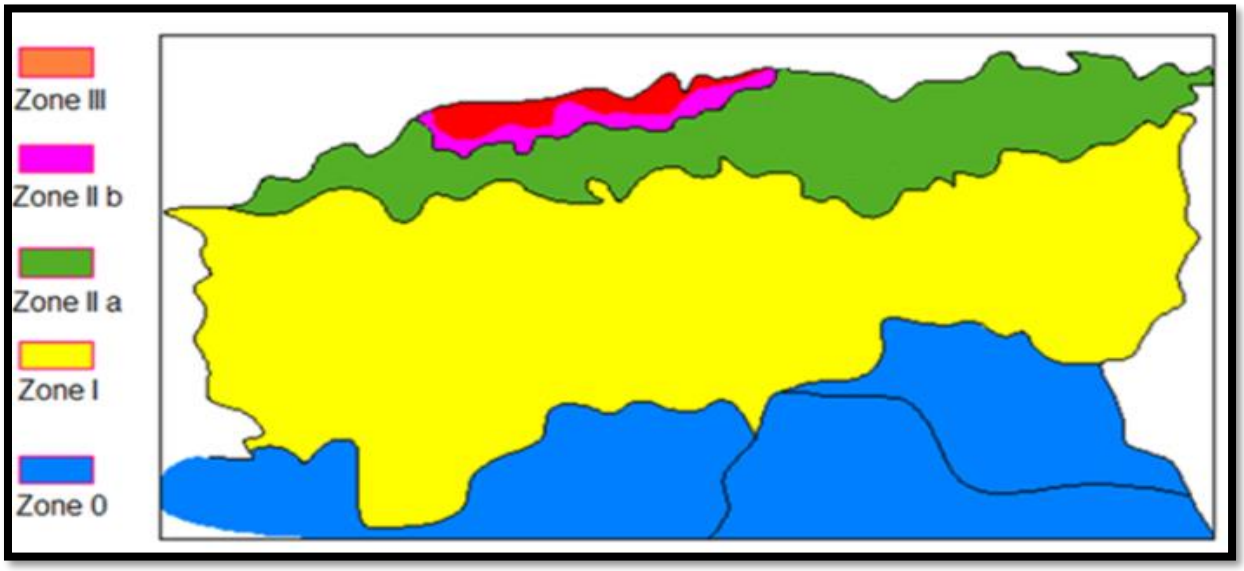


Figure 15 : Carte de micro zonage sismique du territoire national (RPA99/V2003).

II.4. La climatologie

Le climat de la région est de type continental, sub-humide avec une pluviométrie de 300-400 mm par an tombant surtout pendant les mois d'Hiver, une influence de climat saharien règne pendant le reste de l'année, mais les extrêmes sont adoucis grâce aux altitudes assez élevées de l'ensemble de la région : entre **800** et **1100m**

Tableau 1 : Précipitation annuelles

MOIS	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Pluie	65	41	31	25	33	10	5	8	27	25	42	38
Nb/J	10	7	8	6	6	5	2	3	5	5	9	9

Les températures maximales sont de **34.2°**c en juillet, et les températures minimales sont de **0.6°c** en janvier.

Le Gelé dure pendant tout l'hiver, alors que la neige tombe en moyenne de 12 jours par an.

La difficulté de collecte des données de la région réside dans le fait que la zone d'étude est caractérisée par l'absence d'observations hydro climatologiques.

Dans cette étude, nous avons aboutis aux résultats suivants :

- RERAIA est une région plaine vu qu'elle possède des pentes de faible ce qui provoque la stagnation des eaux et ralentissement du transport solide au niveau de l'oued
- La pluie moyenne annuelle dans la région est de **350 mm**.
- Tous les éléments fournis dans cette l'étape favorisent l'étude de Protection du centre urbain de la ville de REBAIA contre les inondations.

II.5. Hydrographie

Du point de vue hydrographique, le réseau est constitué principalement de l'Oued Cheliff et Oued El Mellah et leurs affluents respectifs.

La commune de **REBAIA** possède deux oueds importants, l'un est l'**Oued EL MALLAH** passant par son milieu et l'**oued Khrerza** qui à limite à l'Est.

De nombreuses chaabats, forment un chevelu important, drainant les eaux de ruissellement à partir des reliefs élevés et se jettent dans l'**oued El MALLAH** qui à son tour se déverse dans l'**oued ISSER**, Le réseau est très hiérarchisé.

L'**Oued El MALLAH**, peut être en crue telle lors de l'année 1983, ou la crue a endommagé un pont et a inondé en partie l'agglomération chef-lieu de **REBAIA**, la lame d'eau a atteint **1.90 m** de hauteur. La crue a érodé les berges et a élargi le lit de l'oued.

Une crue plus ancienne, et plus importante a eu lieu en **1973**.

Notons que l'eau de l'**Oued El MALLAH** a un degré de salinité élevé posant un problème dans l'irrigation des terres agricoles à rendement moyen.

Conclusion

On peut conclure par ces notes :

- Les deux rives ont des talus très faible.
- La pente est très faible.
- La zone de Rebaia se situe dans l'alluvions et sédiment.
- La séismicité de la région Rebaia est moyenne.
- Le degré de salinité de l'Oued EL MALLEH est élevé.

CHAPITRE III :
Etude Hydrologique.

Chapitre III: Etude Hydrologique.

Introduction

L'étude hydrologique est d'une importance considérable pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des thalwegs qui traversent la ville tels que les débits des crues, les apports des micros bassins (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Ce chapitre a donc pour objectif de déterminer les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité le bassin versant de « l'oued EL MALLEH » La commune de REBAIA et déterminer ses caractéristiques en utilisant le logiciel Arc GIS. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaires pour la conception de l'aménagement de l'oued qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

III.1. Bassin versant :

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

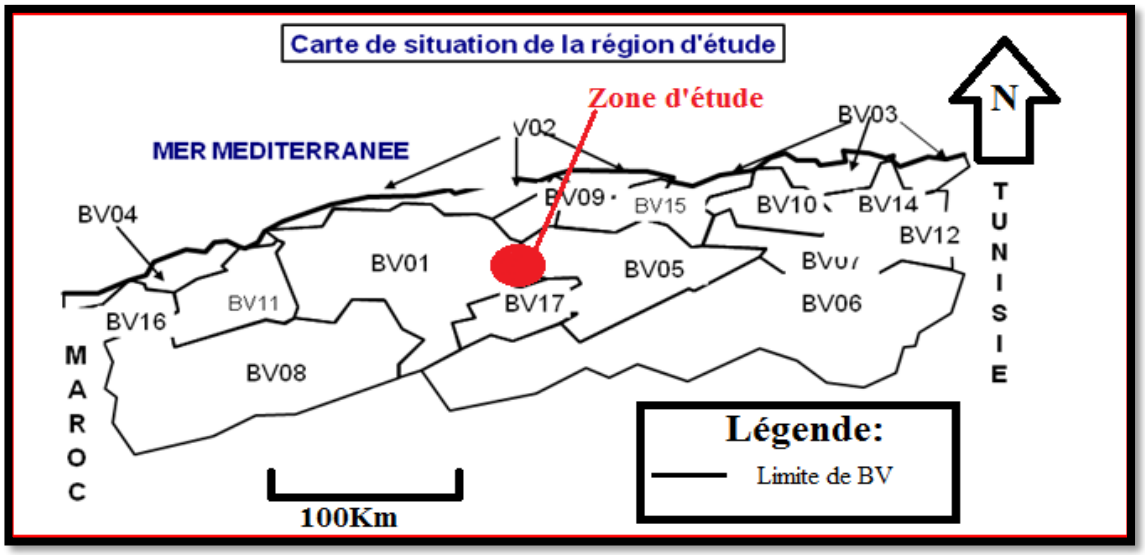


Figure 16 : Situation de la zone d'étude.

La délimitation des bassins versants en utilisant le système d'information géographiques (SIG) leur présentation cartographique est désignée ci-après :

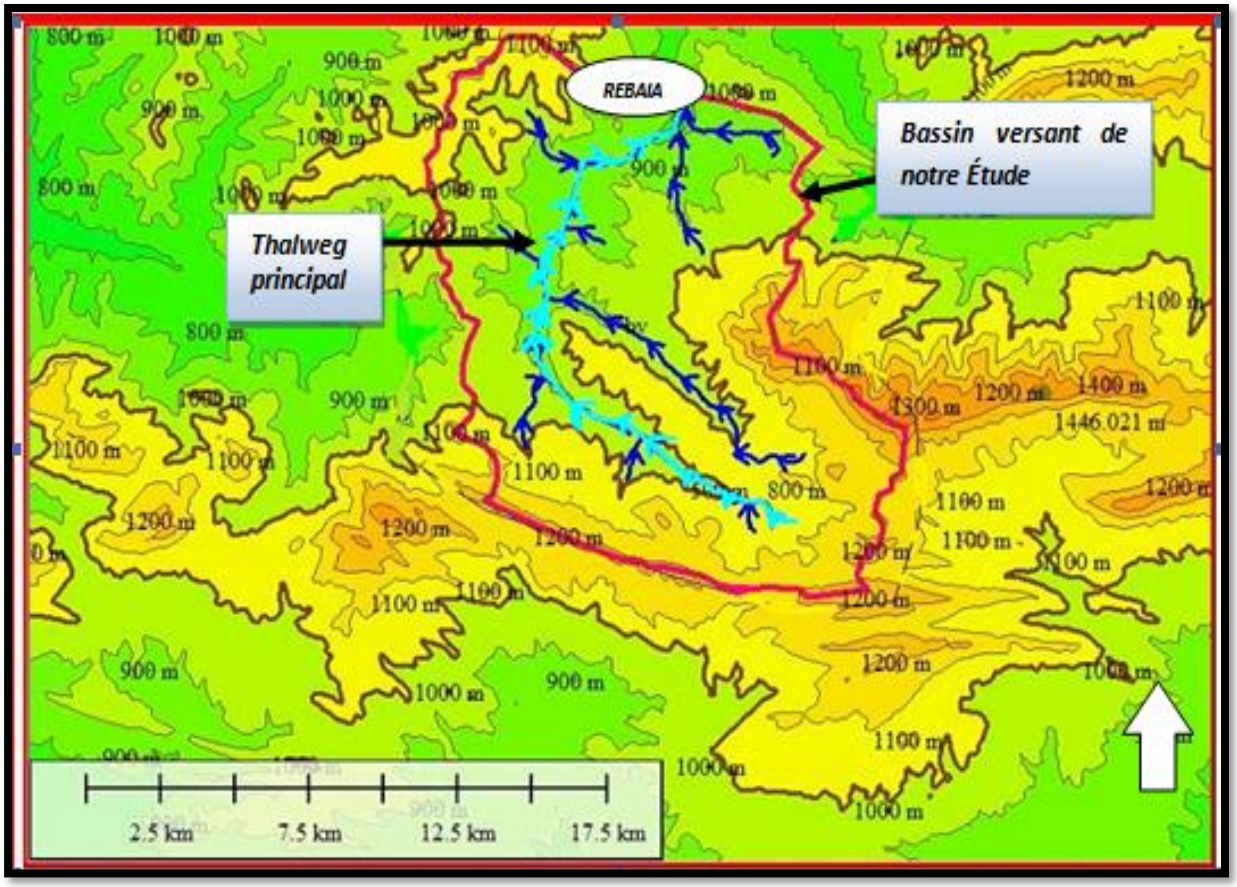


Figure 17 : délimitation du bassin versant du site.

III.1.1. Etude géomorphologique :

a. Caractéristiques géométriques :

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

a.1.Surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques.

Sr=197.93 Km²

a.2.Périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin.

Pr=71.75 Km

a.3.La longueur du thalweg principal :

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

Lcp= 28.5 Km

Ces paramètres ont été déterminés en utilisant le logiciel Arc GIS. Par la projection du plant topographique limitant la zone d'étude sur une image SRTM obtenue à partir du site www.USGS.gov.

b. Caractéristiques de forme :

b.1.Indice de compacité de Horton (K_H) :

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_h = \frac{A}{L^2}$$

Avec :

K_h : Indice de compacité de Horton ;

S : Aire totale du bassin de drainage (km^2) ;

L : Longueur du cours d'eau principal (km).

Pour : $K_h < 1$ bassin de forme allongée

$K_h > 1$bassin de forme ramassée

Kh= 0.24

b.2.Indice de compacité de Gravélius (Kc) :

Appelé aussi indice de forme, Cet indice de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R}$; $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$; $P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$ p

$$K_C = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

Kc : Indice de compacité

P : Périmètre du bassin versant (Km).

Pc : Périmètre du cercle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant (Km2).

AN : K_C=1.43 > 1

Si : Kc = 1 : le bassin est ramassé.

Si : Kc> 1: le bassin est allongé.

Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

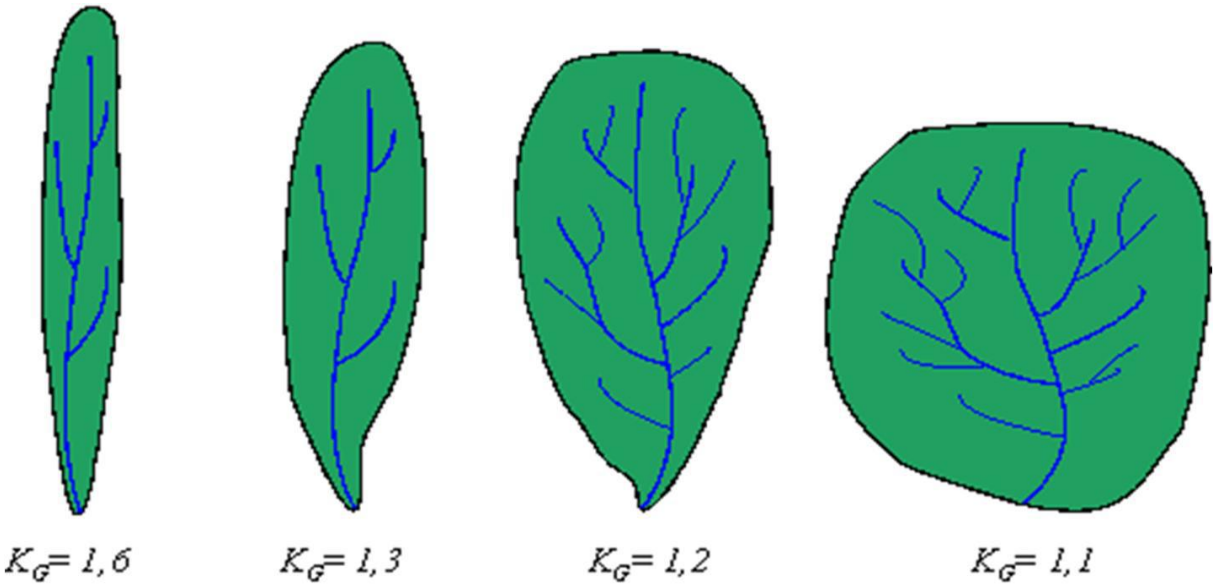


Figure 18 : Différents types des BV selon le coefficient de Gravélius Kc.

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

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un **KC= 1.43>1.3**, alors il est de forme relativement allongée.

b.3.Rectangle équivalent :

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

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

b.3.1. La longueur du rectangle équivalent :

$$L=\frac{Kc\cdot\sqrt{S}}{1,12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2}\right)$$ **L=29.13km**

b.3.2. La largeur du rectangle équivalent :

$$l=\frac{Kc\cdot\sqrt{S}}{1,12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2}\right)$$ **l= 6.79km**

Avec : L : Longueur du rectangle équivalent (Km).
l : Largeur du rectangle équivalent (Km).
S : Surface du bassin versant (Km2).
K_C : Indice de compacité de GRAVILLUS.

b.4.Coefficient d'allongement :

$$C_a = \frac{L_{cp^2}}{S}$$

Tel que :
Lcp : La longueur du talweg principal (Km) ;
S : La surface du bassin versant (Km^2).

Ca= 4.10

Tableau 2 : Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant de l'Oued EL MALLEH.

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	Km^2	197.93
Périmètre	P	km	71.75
Indice de compacité de Gravélius	Kc	/	1.43
Longueur du thalweg principal	Lcp	km	28.5
Coefficient d'allongement	Ca	/	4.10
Indice de compacité de Horton	Kh	/	0.24
Longueur Rectangle équivalent	L	km	29.13
Largeur Rectangle équivalent	l	km	6.79

III.1.2. Etude du relief :

a. Paramètre du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures… etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée 'Courbe hypsométrique'.

b. La courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques peuvent servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

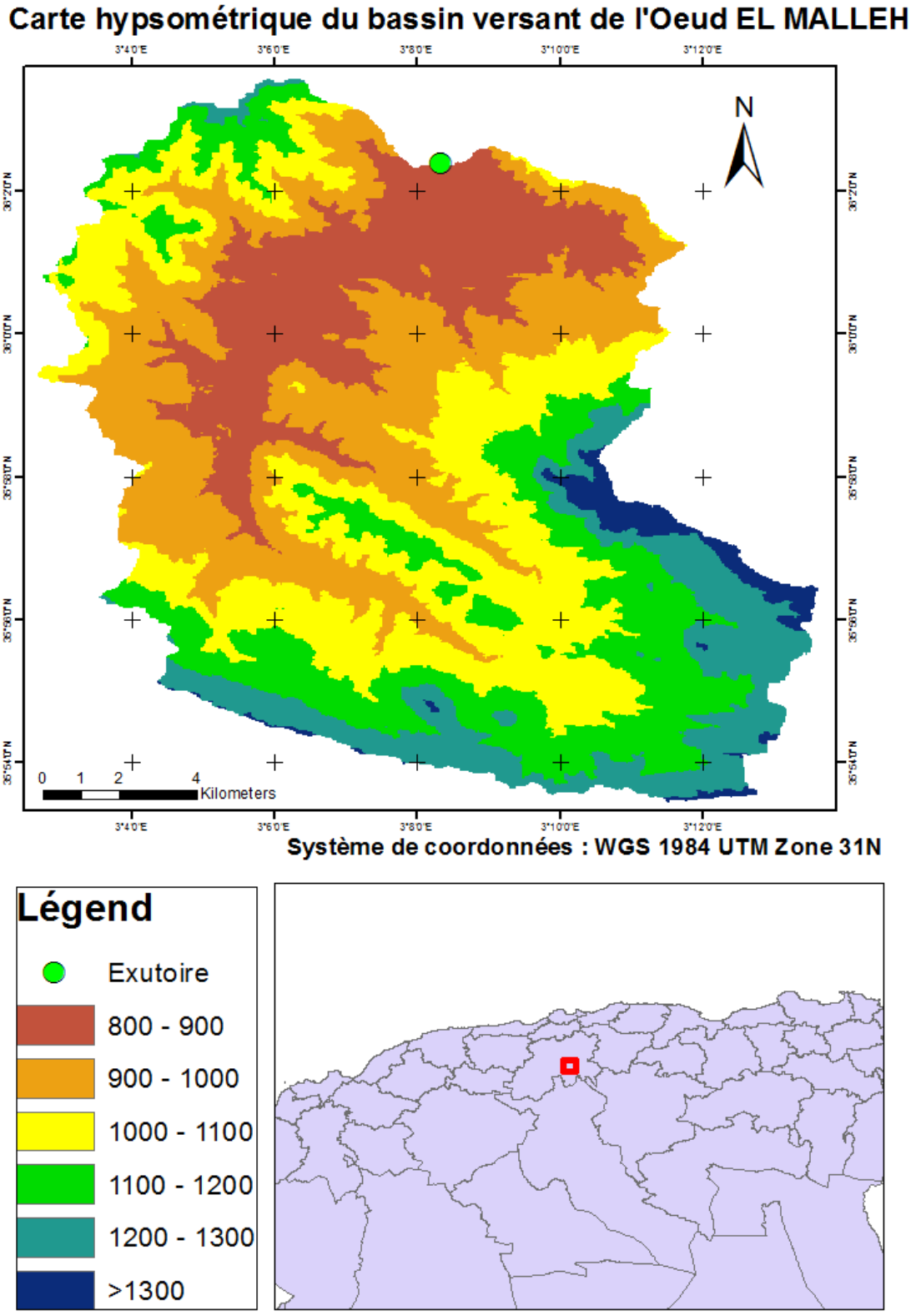


Figure 19 : Carte hypsométrique d'Oued EL MALLEH

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Paramètres Hypsométriques du bassin versant d'Oued EL MALLEH.

Altitude (m)	Hi (m)	Surfaces				Si.Hi (m.km^2)
		Partielles		Totales		
		Si (km^2)	Si (%)	Si (km^2)	Si (%)	
800-900	850	39.08	19.74	39.08	19.74	33218
900-1000	950	63.4	32.03	102.48	51.77	60230
1000-1100	1050	58.58	29.60	161.06	81.37	61509
1100-1200	1150	26.44	13.36	187.50	94.73	30406
1200-1300	1250	8.08	4.08	195.58	98.81	10100
>1300	1300	2.35	1.19	197.93	100	3055

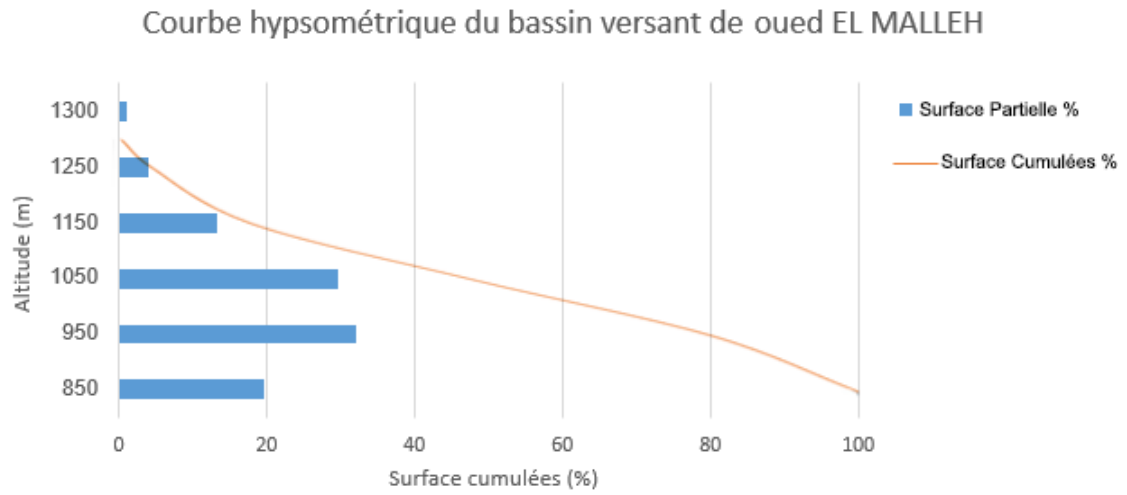


Figure 20 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued ELMALLEH.

Les principales caractéristiques altimétriques correspondent à :

b.1. L'altitude maximale et minimale ($H_{max} - H_{min}$) :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température et la précipitation.

b.2. L'altitude moyenne (H_{moy}) :

C'est le rapport entre la somme des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant. Est calculée par la formule suivante :

$$H_i = \frac{\sum^{n}_{i=1} S_i * H_i}{S}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2}$$

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (m)

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en (km^2)

S: surface totale du bassin versant (km^2)

b.3. L'altitude médiane « H5% » :

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

b.4. L'altitude médiane « H50% » :

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

b.5. L'altitude médiane « H95% » :

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

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : caractéristiques altimétriques du bassin versant.

Sous bassins	**SB**
H_{max}	1300
H_{min}	800
$H_{50\%}$	981.32
H_{moy}	1050
$H_{5\%}$	1222.94
$H_{95\%}$	831.59

C. Les indices de pente :

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

C.1. La pente du bassin versant :

Avec :

$$I_{BV} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{cp}}$$

Lcp: Longueur de talwegs principal (km) ;
H_{max} et H_{min} : Hauteur maximale et minimale (m).

C.2. Indice de pente moyenne :

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

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

Avec :
H_{min} et H_{max} : Altitude minimale et maximale (m).
L : Longueur du rectangle équivalent (km).

C.3. Pente moyenne des bassins versants (I_m) :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration $T_{c)}$ et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H * L_i}{S} = \frac{\Delta H\ (0.5l_1 + l_2 + l_3 \ldots + 0.5l_n)}{S}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)
L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3……, n (m)
S : Surface du bassin versant (Km^2)

Tableau 5 : les courbes de niveau du bassin versant.

N°	Courbes de niveau (m. NGA)	ΔH (m)	Longueur (m)
1	800	100	3070
2	900	100	62290
3	1000	100	140230
4	1100	100	50670
5	1200	100	18980
6	1300	100	8140

Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant
Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : pentes moyennes de bassin versant Im

Sous bassins	SB
Im (%)	**14.03**

C.4. Indice de pente globale (Ig) :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant. On prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tels que 95% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il et donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

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

Tableau 7 : Indice de pente globale (Ig).

Sous bassins	$H_{5\%}$(m)	$H_{95\%}$(m)	$H_{5\%}$- $H_{95\%}$	L (km)	Ig(m/ km)
SB	1222.94	831.59	391.35	29.13	**13.43**

Tableau 8 : Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.

	Relief	Valeur Ig
1	Relief très faible	Ig<0.002
2	Relief faible	0.002<Ig<0.005
3	Relief assez faible	0.005<Ig<0.01
4	Relief modéré	0.01<Ig<0.02
5	Relief assez fort	0.02<Ig<0.05
6	Relief fort	0.05<Ig<0.1
7	Relief très fort	Ig>0.1

C.5. La dénivelée spécifique Ds :

L'indice « Ig » décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique « Ds » permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M. (tableau 9) qui permet de définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme suit :

La dénivelée spécifique donne une idée générale sur le relief du bassin, elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g * \sqrt{S} = D * \sqrt{\frac{I}{L}}$$

Tableau 9 Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.

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

Les résultats des calculs sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau 10 Résultats de calculs des pentes et la dénivelée spécifique du bassin versant de l'Oued EL MALLEH

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	IBV	m/Km	**17.54**
Pente moyenne du bassin versant	Im	m/Km	**14.03**
Indice de pente moyenne	Ipm	m/Km	**17.16**
Indice de pente globale	Ig	m/Km	**13.43**
Dénivelée spécifique	Ds	m	**188.94**
Relief	/	/	**Assez fort**

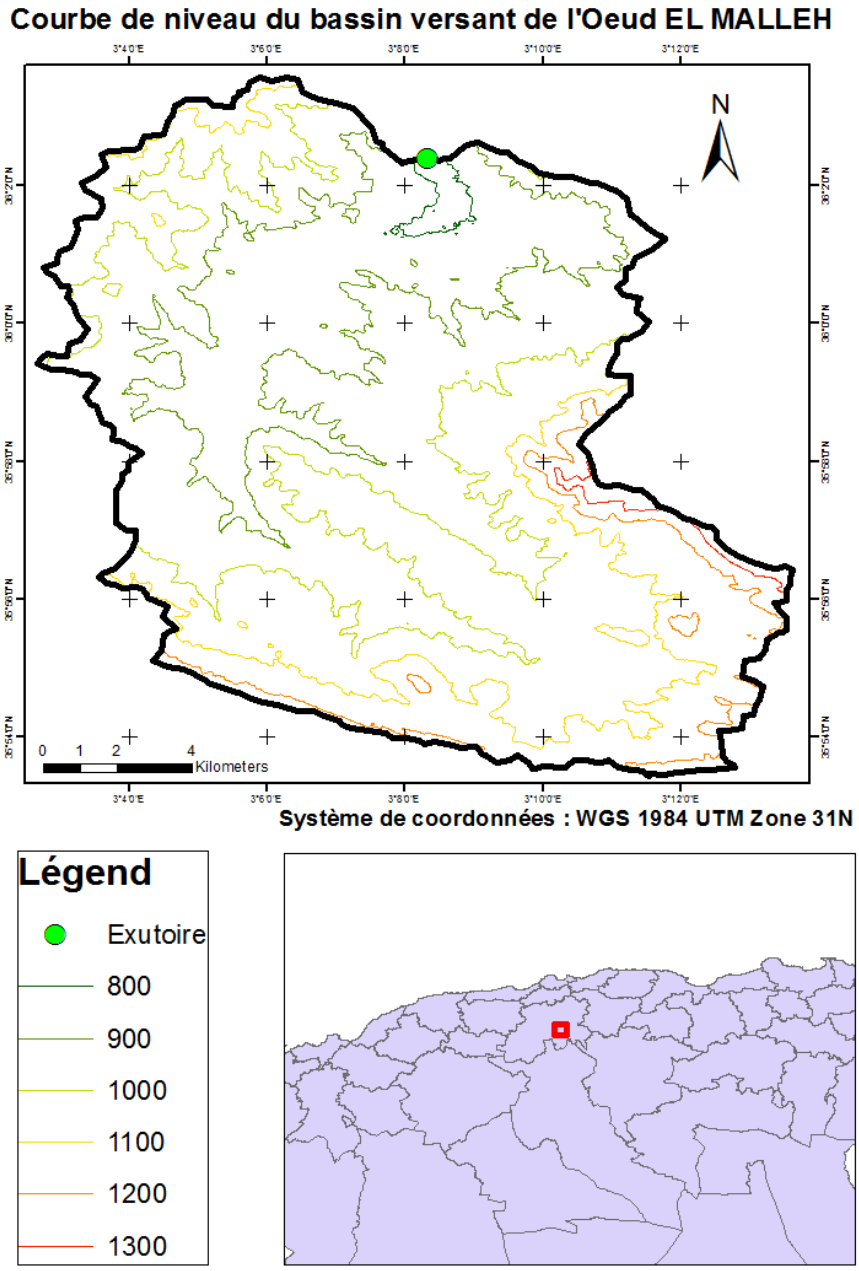


Figure 21 : Courbe de niveau du bassin versant de l'oued EL MALLEH (Source : Logiciel Arc GIS).

III.2. Etude du réseau hydrographique :

III.2.1. Caractéristiques du réseau hydrographique

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de **Schumm Strahler (1957).**

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n+1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différents prend l'ordre du plus élevé des deux.
- Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

Dans notre bassin versant d'oued EL MALLEH, le cours d'eau principal est de l'ordre 4. Le réseau hydrographique est représenté dans la figure suivante.

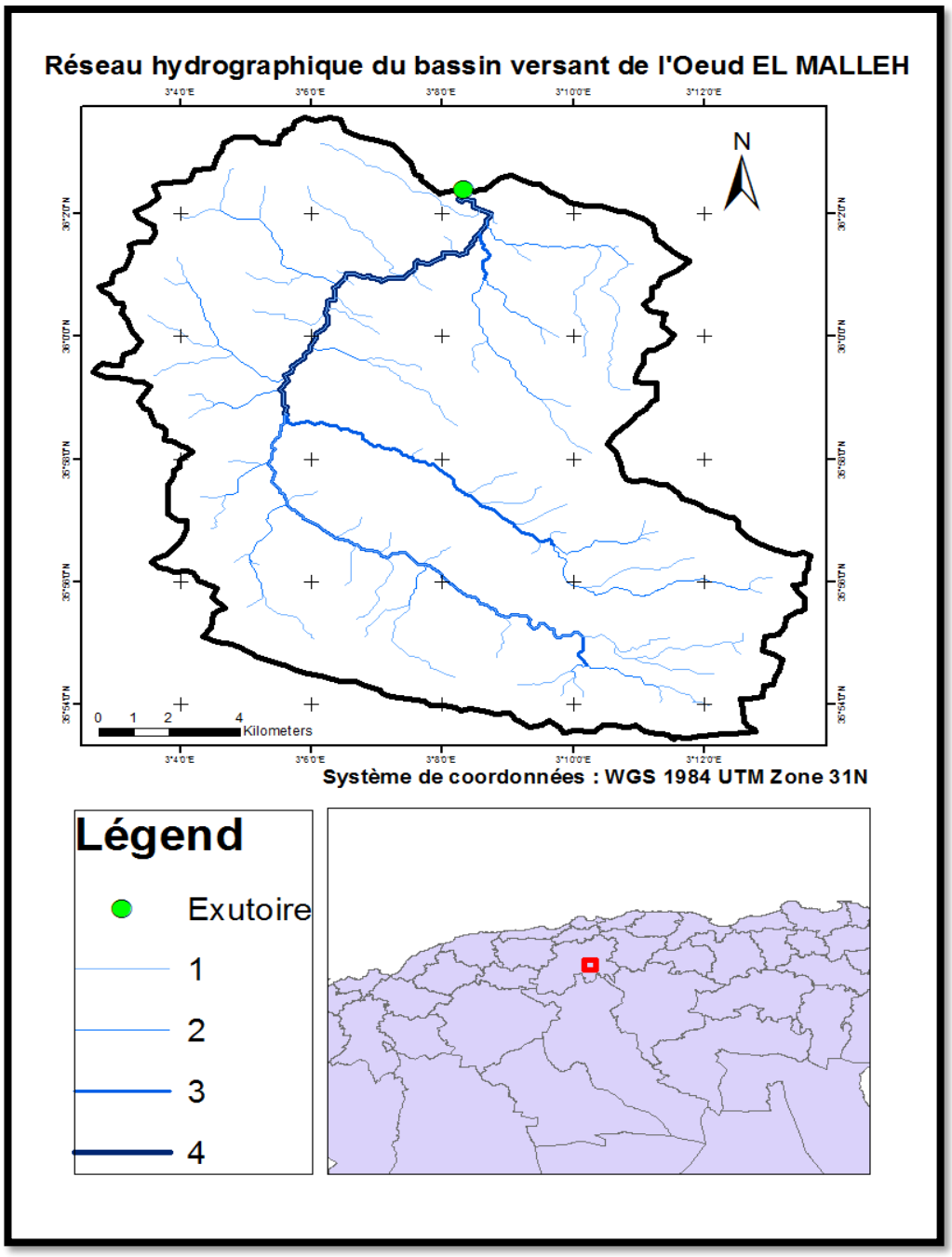


Figure 22 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'oued EL MALLEH.

Tableau 11 Classification, nombre de cours d'eau et leur longueur.

Ordre	Nombre	Longueur (Km)
1	69	86,48
2	31	44,13
3	20	23,44
4	17	11,53

III.2.2. Paramètres hydrographiques

III.2.2.1. Densité de drainage (Dd)

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les thalwegs LI du bassin versant, à la surface totale S. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en km/km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{S}$$

Avec

D_d : Densité de drainage en Km/Km^2.

$\sum_{i=1}^{n} l_i$: Longeur totale de tous les thalwegs du bassin en Km.

n : L'ordre le plus élevé dans la classification (n=4).

S : Superficier du bassin en Km^2.

$\sum L_i$=165.58km.

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 12 La densité de drainage

Sous bassins	**SB**
Dd [km/km²]	**0.84**

III.2.2.2. La densité hydrographique « F »

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S}$$

Avec :

F : densité hydrographique [km-²]

Ni : nombre de cours d'eau d'ordre 1

S : superficie du bassin [km²]

Tableau 13 La densité hydrographique

N	S (Km²)	F (Km-²)
69	197.93	**0.35**

III.2.2.3. Profil en long

Le profil en long d'un cours d'eau est tracé à partir de la courbe topographique qui nous permet d'estimer sa pente moyenne. Cette pente est nécessaire dans l'estimation du temps de concentration du bassin.

III.2.2.4. Pente moyenne du cours d'eau principal Ic

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

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

Elle est donnée par la formule suivante.

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

Ic **:** Pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distance [m] ;

ΔL : longueur du cours d'eau principal [km].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 14 La pente moyenne du cour d'eau principales.

Sous bassins	SB
Ic %	**17.54**

III.2.2.5. Le coefficient de torrentialité « Ct »

C'est un coefficient qui tient compte à la fois de la densité hydrographique par la densité de drainage, Il est donné par l'équation suivante :

$$C_t = D_d \times F$$

Avec :

Dd : Densité de drainage.

F : Densité hydrographique.

Ct = 0.294

III.2.2.6. Temps de concentration

Le temps de concentration est le plus souvent estimé à l'aide de formules empiriques.

En théorie, il est défini comme le temps maximal que met une goutte pour parcourir tout le bassin versant jusqu'à l'exutoire de ce bassin. Dans les modèles hydrologiques, le temps de concentration est souvent compris comme le temps entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct.

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Il faut en général choisir la formule qui correspond le mieux au type de bassin-versant analysé, pour cela on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborée dans les conditions physico géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937)

Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et parait fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les grands et moyens bassins.

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5\, L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

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

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant on à Hmoy=1050 m.

H_{min}: Altitude minimale du bassin versant on à Hmin=800 m.

Tc=7.83 heures

Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87 * L_{cp}^{\ 3}}{H_{max} - H_{min}}\right)^{0.386}$$

Avec

Lcp : longueur du talweg principale en [Km];

H_{max}- H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

Tc=4.16 heures

Formule de KIRPICH :

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%. Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.6615 * L_{cp}^{\ 0.77} * i_{moy}^{\ 0.385}$$

L_P : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Tc=4.46 heures

Formule de VENTURA :

Est donnée par :

$$T_c = 0{,}1272\sqrt{\frac{S}{i_{moy}}}$$

Avec **S :** Surface du bassin versant en [Km2] ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Tc=4.78 heures.

Formule de TURAZZA

$$T_c = 0.108\frac{\sqrt[3]{S \times L_{cp}}}{\sqrt{I_{pm}}}\ .$$

Avec :
Tc : Temps de concentration (h) ;
S : Surface du bassin versant (Km2) :
Lcp : Longueur du cours d'eau principal (Km) :
Ipm : Pente moyenne du cours d'eau (m/m).

Tc=5.13 heures.

Choix du temps de concentration :

Les résultats des différentes méthodes sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 15 Les temps de concentration.

Formules	Tc (h)
GIANDOTTI	**7.83**
CALIFORNIA	4.16
KIRPICH	4.46
VENTURA	4.78
TURAZZA	5.13

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

Alors : **Tc =4.16 heures.**

III.2.2.7. Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

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

Avec :

$\boldsymbol{V_r}$ **:** Vitesse de ruissellement (Km/h).
$\boldsymbol{L_{cp}}$ **:** Longeur du thalweg principal (Km).
$\boldsymbol{T_c}$ **:** Temps de concentration (h).

Vr=6.85 km/h.

Les caractéristiques du bassin versant sont insérées dans le tableau ci-après :

Tableau 16 Caractéristiques du bassin versant d'Oued EL MALLEH.

CARACTERISTIQUES		UNITE	SYMBOLE	VALEUR
Surface		Km²	S	**197.93**
Périmètre		Km	P	**71.75**
Indice de compacité de Gravelius		/	Kc	**1.43**
Longueur du thalweg principal		Km	Lcp	**28.5**
Coefficient d'allongement		/	Ca	**4.10**
Indice de compacité de Horton		/	Kh	**0.24**
Surface du rectangle équivalent		Km²	Sr	**197.79**
Périmètre du rectangle équivalent		Km	Pr	**71.84**
Rectangle équivalent	**Longueur**	Km	L	**29.13**
	Largeur	Km	l	**6.79**
Altitude	**Maximale**	m	H_{max}	**1300**
	Minimale	m	H_{min}	**790**
	Moyenne	m	H_{moy}	**1050**
	Médiane	m	$H_{50\%}$	**981.32**
	H5%	m	$H_{5\%}$	**1222.93**
	H95%	m	$H_{95\%}$	**831.59**
Pente moyenne du bassin versant		m/Km	I_m	**14.03**
Pente du bassin versant		m/Km	I_{BV}	**17.54**

Indice de pente globale	m/Km	I_g	**13.43**
Indice de pente moyenne	m/Km	I_{pm}	**17.16**
Dénivelée spécifique	m	D_s	**188.94**
La somme des longueurs des cours d'eau	∑ Li	Km	**165.58**
Nombre des talwegs d'ordre 1	∑ N1	/	**69**
Densité de drainage	km/km²	D_d	**0.84**
Densité hydrographique	Km²	F	**0.35**
Coefficient de torrentialité	/	Ct	**0.294**
Temps de concentration	h	T_c	**4.16**
Vitesse de ruissèlement	Km/h	Vr	**6.85**
Pente moyenne de cours d'eau principale	%	I_c	**17.54**

III.3. Etude des précipitations :

III.3.1. Pluviométrie

Une étude de pluie maximale journalière est la première étape à affranchir dans l'étude d'aménagement afin d'aboutir aux pluies extrêmes de différentes périodes de retour.

Les données de la région d'étude ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources en eau (A N R H) et de l'Office National de la Météorologie (O N M).

A partir de ces données mensuelles nous avons reconstitué les valeurs de pluies annuelles.

Les données disponibles sont les pluies journalières maximales enregistrées dans la station de **MONGORNO (ZOUBIRIA) (w. Médéa)** sur une période de 34 ans.

Les caractéristiques de cette dernière sont :

- Code station **: 011404.**
- Nom station : **MONGORNO (ZOUBIRIA) (w. Médéa)**.
- Période : 1978- 2013. (N=34)
- Cordonnées : **36° 04′ 00″** Nord, **2° 54′ 00″** EST.

III.3.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Apres l'Analyse détaillée des observations (ajustement à une loi normale des pluies annuelles de la région), nous avons constaté que les distributions statistiques dans notre région présentaient un caractère nettement symétrique.

La pluie annuelle moyenne dans la région de **REBAIA** est comprise entre 300 et 400 mm, d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ANRH, nous prenons en considération la valeur de **Pmoy = 350 mm**.

Tableau 17 Répartition des pluies moyennes mensuelles 1978-2013

MOIS	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Pluie	27	25	42	38	65	41	31	25	33	10	5	8	350
%	7.71	7.14	12	10.86	18.57	11.71	8.86	7.14	9.43	2.86	1.43	2.29	100

Notons un pic au mois de janvier estimé à 65 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 5 mm, et une moyenne mensuelle de 29 ~ 30 mm.

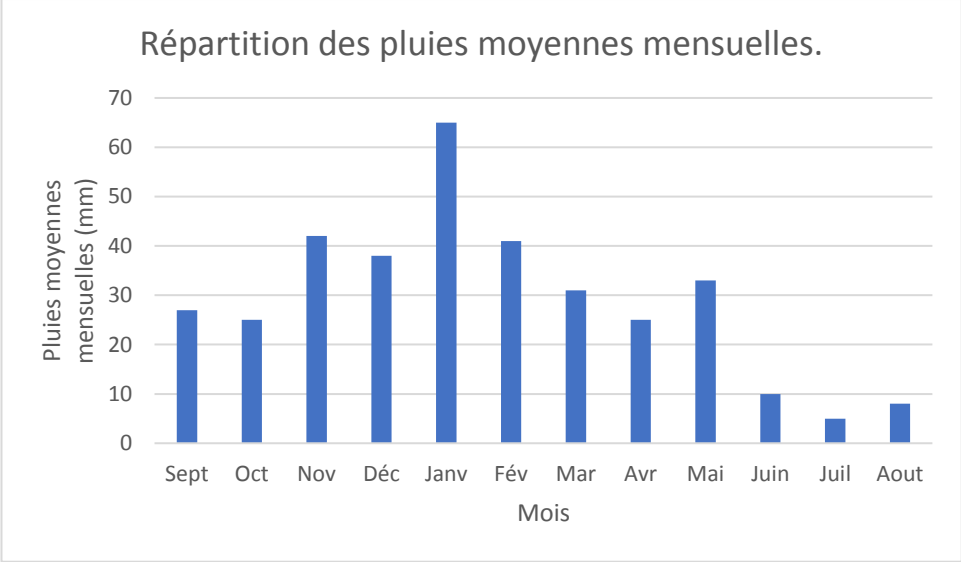


Figure 23 : Répartition mensuelle des précipitations. 1978-2013

III.3.1.2. Estimation de la pluie max journalière :

Dans l'objectif de déterminer des intensités de pluie de durés et de période de retour définie, nous avons établie à partir de la série des précipitations maximales journalières du (tableau 18) enregistré à la station pluviométrique **011404** un ajustement a une loi théorique en suivant les étapes suivantes :

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

Tableau 18 Pluies maximales journalières prise de la station de MONGORN (ZOUBIRIA) (W. Médéa). Code station : 011404.

N°	ANNEE	PMAX.J (MM)	N°	ANNEE	PMAX.J (MM)
1	1978-1979	75.6	19	1996-1997	25.5
2	1979-1980	100.5	20	1997-1998	41.5
3	1980-1981	71.6	21	1998-1999	42.3
4	1981-1982	37.96	22	1999-2000	43.5
5	1982-1983	55.2	23	2000-2001	63.9
6	1983-1984	43.8	24	2001-2002	20.6
7	1984-1985	60.2	25	2002-2003	60.2
8	1985-1986	39.1	26	2003-2004	47.5
9	1986-1987	66.4	27	2004-2005	66.5
10	1987-1988	42.1	28	2005-2006	125
11	1988-1989	71	29	2006-2007	156.7
12	1989-1990	43.4	30	2007-2008	60.1
13	1990-1991	56.5	31	2008-2009	40.5
14	1991-1992	147	32	2009-2010	47.3
15	1992-1993	30	33	2010-2011	47.8
16	1993-1994	77.5	34	2011-2012	44.7
17	1994-1995	67	35	2012-2013	44.6
18	1995-1996	45.4			

a. Calcul des paramètres statistiques de la série :

Les caractéristiques de la série pluviométrique sont déterminées à l'aide de logiciel HYFRAN.

- **Moyenne des précipitations maximales journalières (X):**

$$\overline{X} = \frac{\sum X_i}{N}$$

Où:

X_i : précipitation journalières maximales afférentes à l'année considérée (**mm/j**)

N: taille de l'échantillon (**N=34**)

$\overline{\mathbf{X}}$ **:** Pluie journalière maximale annuelle moyenne (**mm/j**).

$$\sum_{i=1}^{n=34} X_i = 2108.46$$

- **Ecart type :**

$$\delta_x = \sqrt{\frac{\sum \left(X_i - \overline{X}\right)^2}{N}}$$

- **Coefficient de variation (Cv):**

$$C_v = \frac{\delta_x}{\overline{X}}$$

Tableau 19 tableau récapitulatif des résultats

N°	ANNEE	P_{MAXJ}	MOY	P-PMOY	$(P-PMOY)^2$
1	1978-1979	75.6	60.24	15.36	235.93
2	1979-1980	100.5	60.24	40.26	1620.87
3	1980-1981	71.6	60.24	11.36	129.05
4	1981-1982	37.96	60.24	-22.28	496.40
5	1982-1983	55.2	60.24	-5.04	25.40
6	1983-1984	43.8	60.24	-16.44	270.27
7	1984-1985	60.2	60.24	-0.04	0.00
8	1985-1986	39.1	60.24	-21.14	446.90
9	1986-1987	66.4	60.24	6.16	37.95
10	1987-1988	42.1	60.24	-18.14	329.06
11	1988-1989	71	60.24	10.76	115.78
12	1989-1990	43.4	60.24	-16.84	283.59
13	1990-1991	56.5	60.24	-3.74	13.99
14	1991-1992	147	60.24	86.76	7527.30
15	1992-1993	30	60.24	-30.24	914.46
16	1993-1994	77.5	60.24	17.26	297.91
17	1994-1995	67	60.24	6.76	45.70
18	1995-1996	45.4	60.24	-14.84	220.23
19	1996-1997	25.5	60.24	-34.74	1206.87
20	1997-1998	41.5	60.24	-18.74	351.19
21	1998-1999	42.3	60.24	-17.94	321.84
22	1999-2000	43.5	60.24	-16.74	280.23
23	2000-2001	63.9	60.24	3.66	13.40
24	2001-2002	20.6	60.24	-39.64	1571.33
25	2002-2003	60.2	60.24	-0.04	0.00
26	2003-2004	47.5	60.24	-12.74	162.31
27	2004-2005	66.5	60.24	6.26	39.19
28	2005-2006	125	60.24	64.76	4193.86
29	2006-2007	156.7	60.24	96.46	9304.53
30	2007-2008	60.1	60.24	-0.14	0.02
31	2008-2009	40.5	60.24	-19.74	389.67

32	2009-2010	47.3	60.24	-12.94	167.44
33	2010-2011	47.8	60.24	-12.44	154.75
34	2011-2012	44.7	60.24	-15.54	241.49
35	2012-2013	44.6	60.24	-15.64	244.61
	Somme	2108.46		Somme	31653.49
	Moyenne	60.24		Somme/n	930.99
ECART TYPE					30.51
Cv					0.51

Tableau 20 : Caractéristiques de la série avec N=34 ans.

CARACTERISTIQUES	FORMULES	VALEURS
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=34} X_i$	2108.46 mm
La moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} X_i}{n}$	60.24 mm
L'écart type « σ x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=34}(X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	30.51 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0.51
L'exposant climatique :	b=0.32	

b. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières :

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

On a fait l'ajustement des pluies maximales journalier par le logiciel de **l'HYFRAN**.

Remarque : L'exposant climatique pour notre région (b = 0.32) est donné par l'ARNH de Médéa.

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

-La loi de probabilité.

-La taille de l'échantillon.

-Certaines caractéristiques de l'échantillon.

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

Les lois d'ajustement choisies sont :
-la loi de GUMBEL (droite de HENRY).
-la loi de log-normale (droite de GALTON).

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois sont calculés directement à partir du logiciel.

Ajustement de la série a la loi de GUMBEL

L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 20 Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.

T Période de retour (ans)	Q Probabilité de fréquence (q)	XT Pluie max jour en (mm)	ECART-TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
10000.0	0.9999	228	25.6	178 - 278
2000.0	0.9995	197	21.4	155 - 239
1000.0	0.9990	183	19.6	145 - 221
200.0	0.9950	152	15.4	121 - 182
100.0	0.9900	138	13.6	111 - 165
50.0	0.9800	124	11.8	101 - 147
20.0	0.9500	106	9.48	87.4 - 125
10.0	0.9000	91.9	7.73	76.7 - 107
5.0	0.8000	77.2	6.00	65.4 - 89.0
3.0	0.6667	65.5	4.76	56.2 - 74.8

La figure suivante représente le graphe de la fréquence en fonction de la variable réduite de **GUMBEL.**

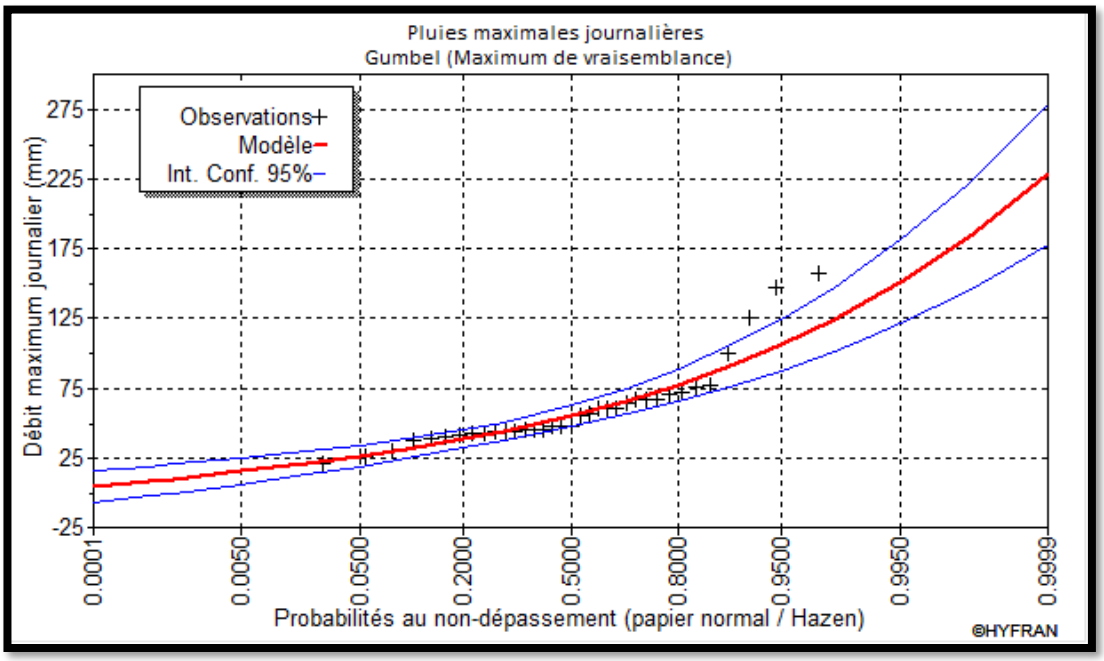


Figure 24 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL (Source : Logiciel HYFRAN).

Tableau 21 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	20.6
Maximum	Aucun	157
Moyenne	60.2	60.2
Ecart-type	30.5	30.5
Médiane	55.2	47.8
Coefficient de variation (Cv)	0.506	0.506
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.86
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	5.60

Pour notre période de retour (T=100 ans) la valeur correspondante, selon l'ajustement de la série des pluies journalières maximales à la loi de Gumbel, cette valeur est extrême et de **156 mm**.

Tableau 22 Pluies maximales journalières par les différentes fréquences.

FREQUENCE (%)	1	2	5	10	20
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
$\overline{P}_{\max j}$ **(mm)**	156	139	117	100	82.2

Ajustement à la loi Log-Normal

On dit qu'une Variable aléatoire X a une distribution log normal lorsque : Y = ln X est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$ (Fréquence au non dépassement).

Avec la valeur réduite u est donnée par :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

L'équation de la variable réduite présente sous forme de : $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale : $\bar{x}$ et σ
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- ➢ Détermination de la droite de Galton ln xp%= $\overline{\ln x}$ + u$\sigma_{\ln x}$.

Avec xp% : précipitation probable à P%.

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

- $\sigma_{\ln x}$: La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrie comme suit :

$$\sigma \text{ Ln}_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i-1}^{i-n} \left[Ln\ (X_i) - \overline{Ln(X)}\right]^2} \quad \text{Si n<30.}$$

$$\sigma \text{ Ln}_x = \sqrt{\frac{1}{1-n} \sum_{i-1}^{i-n} \left[Ln\ (X_i) - \overline{Ln(X)}\right]^2} \quad \text{Si n >30.}$$

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 23 Résultats de l'ajustement à la loi de Log-Normale.

T Période de retour (ans)	Q Probabilité de fréquence (q)	XT Pluie max jour en (mm)	ECART-TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
10000	0.9999	276	57.8	162-389
2000	0.9995	229	43.2	144-313
1000	0.999	210	37.5	136-283
200	0.995	168	25.9	117-218
100	0.99	150	21.5	108-193
50	0.98	134	17.5	99.2-168
20	0.95	112	12.7	86.8-137
10	0.9	95.4	9.54	76.7-114
5	0.8	78.7	6.77	65.5-92
3	0.6667	65.8	5.07	55.975.8
2	0.5	54.6	4.02	46.7-62.4

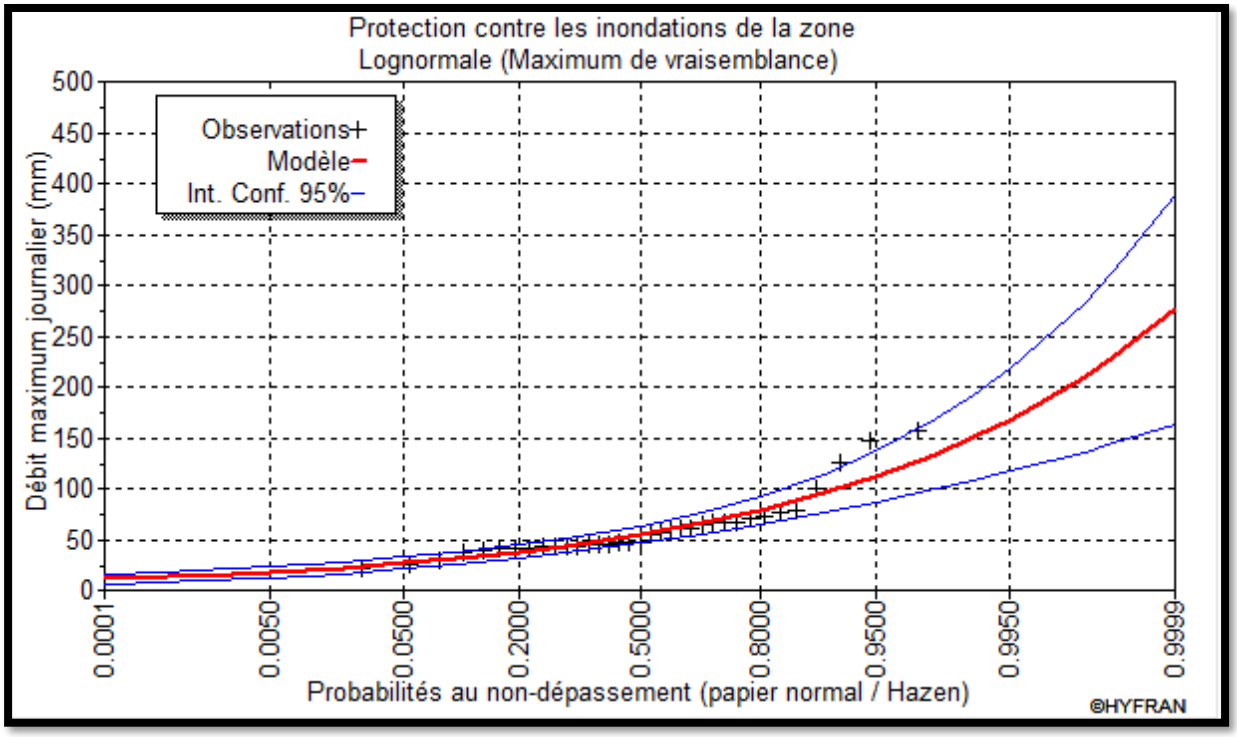


Figure 25 : Représentation graphique de la loi Log Normal (Source : Logiciel HYFRAN).

Tableau 24 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	20.6
Maximum	Aucun	157
Moyenne	60.0	60.2
Ecart-type	27.4	30.5
Médiane	54.6	47.8
Coefficient de variation (Cv)	0.457	0.506
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.47	1.86
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.05	5.60

Pour notre période de retour (T=100 ans) la valeur correspondante, selon l'ajustement de la série des pluies journalières maximales à la loi Log–Normal, cette valeur est extrême et de **150mm.**

Tableau 25 Pluies maximales journalières par les différentes fréquences.

FREQUENCE (%)	1	2	5	10	20
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
$\overline{P}_{\max j}$ **(mm)**	150	134	112	95.4	78.7

Choix de la loi d'ajustement :

Test d'adéquation pour les 2 lois :

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification α = 5% et un nombre de degré de liberté.

$$\gamma = K - 1 - m,$$

Avec :

K : nombre de classe.

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=1}^{K} \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \ldots\ldots\ldots\ldots$$

Où :

ni : nombre d'observation contenues dans la classe i ;

ui : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec u > 5;

χ2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;

H1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$

Où :

$\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de **χ2** en fonction de γ et **α = 5%**.

Le tableau suivant donne les paramètres de test **χ2**

Tableau 26 Comparaison des caractéristiques des lois.

La loi choisie	**Degré de liberté γ**	**χ^2 calculé**	**χ^2 théorique**
Log normale	5	10.78	11.07
Gumbel	5	10.19	11.07

Nous avons procédé à la comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenus par les deux ajustements par la figure ci-après.

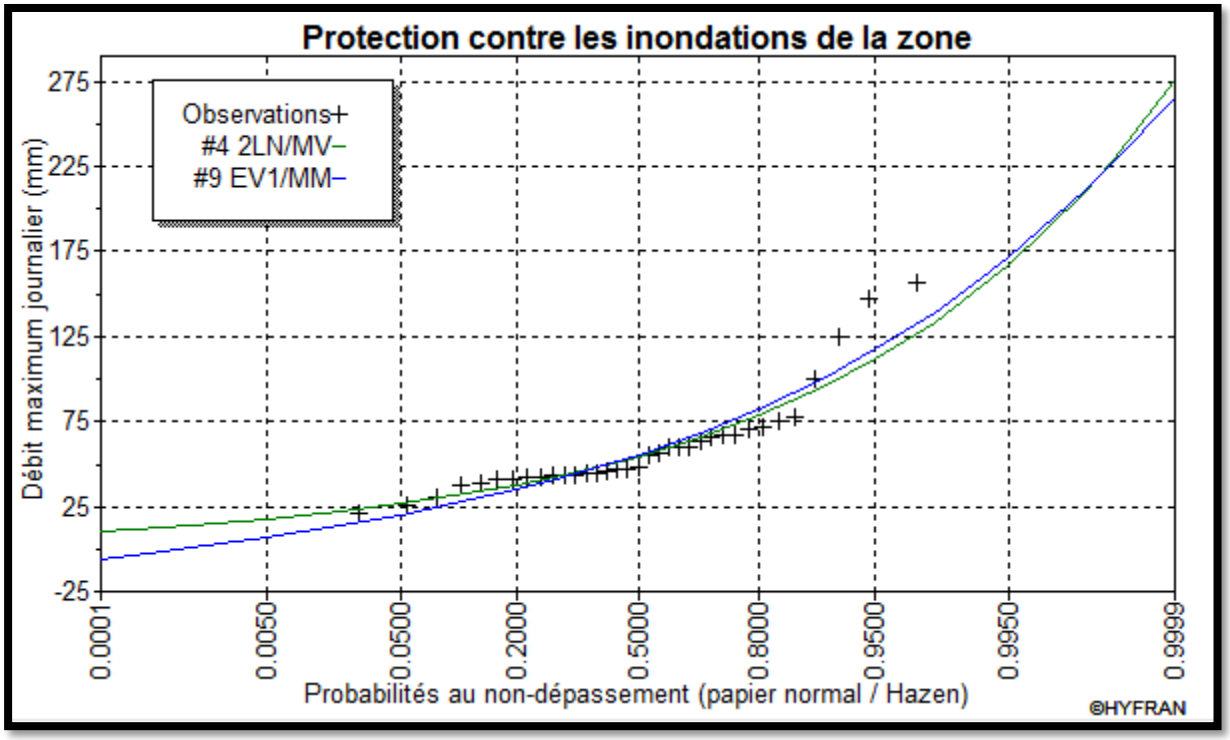


Figure 26 : Graphe présentatif de la comparaison entre les deux lois (Source : Logiciel HYFRAN).

Remarque :

Visuellement on remarque que la série s'ajuste aux deux lois mais la loi de log normale est la plus adéquate au nuage des points.

D'après le test d'adéquation **χ2** on remarque que **χcalculé2 < χthéorique2** et le **χcalculé2** calculé de la loi log normale est le plus proche au théorique donc on choisit la loi log normale.

Pour notre étude, nous allons prendre une période de retour de 100 ans.

Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_{tc} = P_{\max\ j}\left(\frac{t}{24}\right)^{b}$$

Avec :

Pt (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm)

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

t : temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en(h).

b : exposant climatique b = 0.32 selon les études régionales de l'AN RH.

Les intensités maximales de période It(h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$I_t = \frac{P_{j\,max}}{24} \cdot \frac{(T)^{b-1}}{24}$$

Avec : I: l'intensité maximale de période t (h).

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (100, 50, 10 ans) par la méthode de log normal (Galton) sont présentés dans le Tableau suivant :

Tableau 27 les précipitations des diffèrent fréquence.

FREQUENCE (%)	**1**	**2**	**5**	**10**
Période de retour (ans)	100	50	20	10
$\overline{P}_{\max j}$ **(mm)**	150	134	112	95.4

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

Tableau 28 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

PERIODE DE RETOUR	10		20		50		100	
Fréquence (%)	10		5		2		1	
$\overline{P}_{\max j}$ **(mm)**	95.4		112		134		150	
Temps (h)	Pct (mm)	It (mm\h)	Pct (mm)	It (mm\h)	Pct (mm)	It (mm\h)	Pct (mm)	It (mm\h)
1	34.50	34.50	40.51	40.51	48.47	48.47	54.25	54.25
2	43.07	21.54	50.57	25.28	60.50	30.25	67.73	33.86
3	49.04	16.35	57.57	19.19	68.88	22.96	77.11	25.70
4	53.77	13.44	63.13	15.78	75.53	18.88	84.54	21.14
4.16	54.07	13.09	63.87	15.37	76.54	18.38	86.31	20.58
5	57.75	11.55	67.80	13.56	81.12	16.22	90.80	18.16
6	61.22	10.20	71.87	11.98	85.99	14.33	96.26	16.04

7	64.31	9.19	75.51	10.79	90.34	12.91	101.12	14.45
8	67.12	8.39	78.80	9.85	94.28	11.79	105.54	13.19
9	69.70	7.74	81.83	9.09	97.90	10.88	109.59	12.18
10	72.09	7.21	84.64	8.46	101.26	10.13	113.35	11.34
11	74.32	6.76	87.26	7.93	104.40	9.49	116.86	10.62
12	76.42	6.37	89.72	7.48	107.34	8.95	120.16	10.01
13	78.40	6.03	92.05	7.08	110.13	8.47	123.28	9.48
14	80.29	5.73	94.26	6.73	112.77	8.06	126.24	9.02
15	82.08	5.47	96.36	6.42	115.29	7.69	129.05	8.60
16	83.79	5.24	98.37	6.15	117.69	7.36	131.75	8.23
17	85.43	5.03	100.30	5.90	120.00	7.06	134.33	7.90
18	87.01	4.83	102.15	5.67	122.21	6.79	136.81	7.60
19	88.53	4.66	103.93	5.47	124.35	6.54	139.20	7.33
20	89.99	4.50	105.65	5.28	126.41	6.32	141.50	7.07
21	91.41	4.35	107.32	5.11	128.39	6.11	143.73	6.84
22	92.78	4.22	108.92	4.95	130.32	5.92	145.88	6.63
23	94.11	4.09	110.49	4.80	132.19	5.75	147.97	6.43
24	95.40	3.98	112.00	4.67	134.00	5.58	150.00	6.25

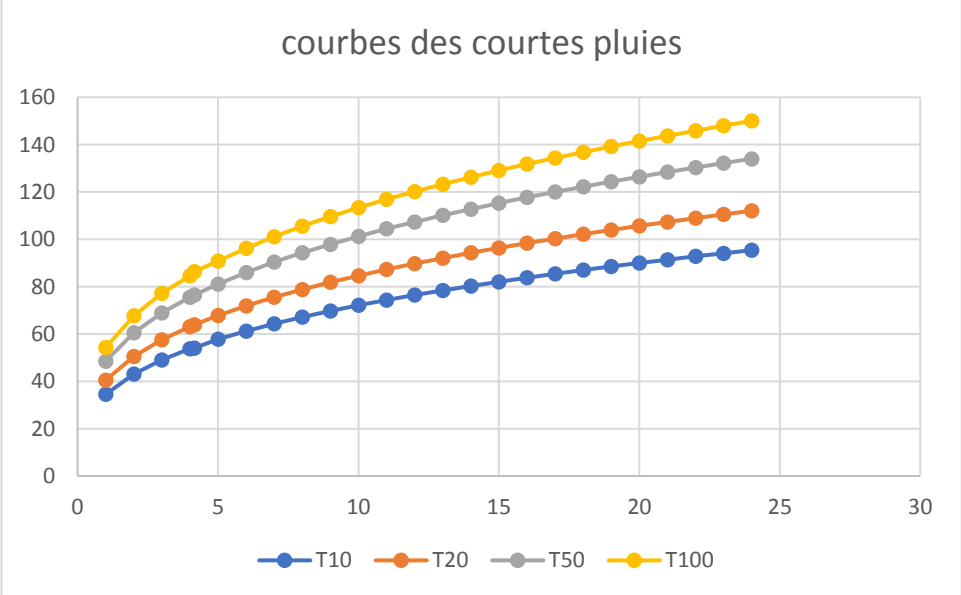


Figure 27 : courbes des courtes pluies dans des durées fréquentielles.

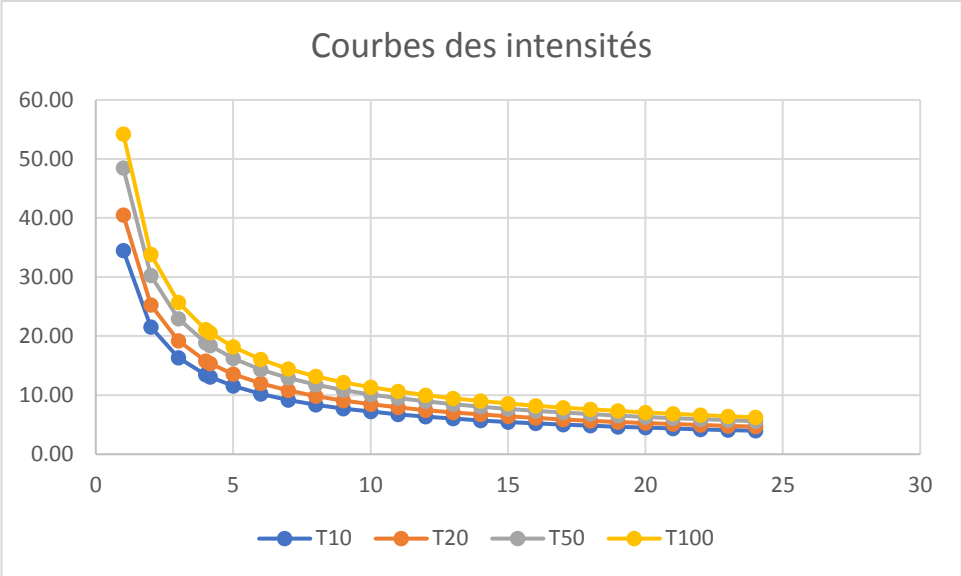


Figure 28 : courbes des intensités dans des durées fréquentielles

Tableau 29 Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de concentration.

Période de retour	**100**		**50**		**10**	
T (h)	**Pct**	**It**	**Pct**	**It**	**Pct**	**It**
4.16	86.31	20.58	76.54	18.38	54.07	13.09

III.3.2. Etude des apports :

Pour l'évaluation des apports du site, on utilise les formules empiriques vu l'inexistence des stations hydrométriques sur les cours d'eaux.

III.3.2.1 Apports liquides :

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivants :

A). Formule de SAMIE :

$$A = L_e.S$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S})$$

Où :

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne annuelle (m).

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

b). Formule de MEDINGER :

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$$

$$A = L_e.S$$

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne annuelle (m).

S : superficie du bassin versant (Km2).

c). Formule de l'A.N.R.H :

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A_0 = 0{,}915.\overline{P}^{2.684}.S^{0.842}$$

P : précipitation moyenne annuelle (m).

S : superficie du bassin versant (Km2).

Les résultats des apports moyens interannuels sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Apports moyens interannuels.

Bassin versant	**SB**
Apport moy interannuel A_0	**Mm^3**
Formule de SAMIE	6.35
Formule de MEDINGUER	1.64
Formule de l'ANRH	4.69

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de l'apport moyen interannuel est celle de la formule de l'ANRH.

Alors **A_0=4.69 Mm^3/ans.**

III.3.2.2 : Etude des caractéristiques de l'écoulement.

a. Module de l'écoulement (M_e):

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

A0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536 10^6 Secondes".

b. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0):

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

Me : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

c. Lame d'eau écoulée (L e) :

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

A0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin [Km²].

d. Coefficient de l'écoulement (Ce) :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

Le : Lame d'eau écoulée en [mm].

e. Coefficient de variation (Cv) :

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivants :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a : $$C_V = a - 0{,}063.\log_{10}(S+1)$$

Avec : $$a = 0{,}78 - 0{,}29.\log_{10}(M_0)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Formule de L'ANTONOV :**

On a : $$C_V = \frac{0{,}7}{(S+1000)^{0{,}097}}$$

S : Superficie du bassin en [km²]

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a : $$C_V = \frac{0,7}{M_0^{-0.127}}$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 31 Les caractéristiques d'écoulement.

BV	S (Km^2)	A_0 (Mm^3)	Me (L/S)	M_0 ($L/S/Km^2$)	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-ANTO	F-OURK
BV	197.93	4.69	148.72	0.75	23.69	0.068	0.67	0,352	0.67

Pour le Bassin versant on prend les valeurs de la **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ ou la formule de SOKOLOVSKY** parce qu'elles sont égales.

Cv=0.67

III.4. Etude des crues.

L'intérêt de la détermination du débit max. d'un cours d'eau est évident en raison des effets destructeurs bien connus de ces événements hydrologiques.

Lorsqu'on projette la construction des ouvrages hydrauliques, on doit déterminer le maximum probable de la crue auquel l'ouvrage devra faire face. On doit tenir compte de sa durée de vie et calculer la crue max. qui pourrait se produire pendant cette période.

La crue max. est caractérisée par :

- Le débit Max ;
- La durée de la crue ;
- Le volume écoulé durant la crue ;
- L'Hydrogramme de la crue.

III.4.1 Estimation des crues

A/ Définition de la crue

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes.

Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme.

Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs, En premier lieu la quantité, l'intensité et l'expression spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu les propriétés physiographiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence.

En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin versants augmentant la complexité du problème.

B/ Différentes méthodes d'évaluation des crues

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

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

Méthodes historiques :

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

Méthodes empiriques :

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de **Greager**, **Fuller**, **Snyder**…etc.

Courbes enveloppes :

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier, Chaumont…).

Méthodes probabilistes :

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).

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

Méthodes déterministes :

Elles modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elles ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue et permettent aussi d'estimer le volume de cette crue.

Méthode de l'hydrogramme unitaire

Elle est basée sur un travail de dépouillement averses – crues (version de Sherman).

III.4.2 Application sur le bassin versant de la zone d'étude.

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débites de pointes des crues sera faites à partir de formules empiriques Giandotti, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celle qui traite au mieux les petits bassins.

III.4.2.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques :

Formule de Mallet-Gauthier :

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max,p\%} = 2.K.Log(1+20\bar{H})\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1+4LogT-LogS}$$

Avec :

$Q_{max,\,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin 1<K<3.

$\bar{H}$: Précipitation moyenne interannuelle (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Lcp : Longueur du talweg principale (Km).

T : Période de retour.

Formule de TURAZZA :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max,p\%} = \frac{c.\bar{i}_{tc}.A}{3.6}$$

Avec :

A : Surface du bassin versant (Km2).

$\overline{i_{tc}}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration (mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau 32 Valeur de coefficient de ruissellement C.

Fréquence %	1	2	5	10
Période de Retour	100	50	20	10
C	0.415	0,391	0,351	0,313

Formule de SOKOLOVSKY :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = 0.28\frac{X_{p\%\,Tc}.\,a_{p\%}.S.f}{tm = tc}$$

Avec :

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

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

t_{ic} : Temps de concentration du bassin versant en h

$X_{p\%,\,tc}$: précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

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

- Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Dans notre cas on prend γ = 4 parce que le bassin versant est boisé avec un sol perméable.

Tableau 33 Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes.

FREQUENCE %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
$\alpha_{p\%}$	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,50

Tableau 34 Les débits de crues du bassin versant pour des différentes périodes de retour.

PERIODE DE RETOUR	FORMULE DE MALLET-GAUTHIER	FORMULE DE TURRAZA	FORMULE DE SOKOLOVSKY
ans	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
10	119.35	192.49	302.12
20	143.34	253.38	382
50	169.93	337.63	489.68
100	187.55	401.18	584.66

III.4.2.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX :

La méthode GRADEX est considérée comme étant une approche hydro pluviométrique probabiliste inhérente 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 spatial (Guillot, 1980).

La méthode 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, uniformément réparties 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.

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

• Ajustement par la loi de GUMBEL afin de calculer la méthode GRADEX

$$P\ (mm) = a.\mu + b$$

Avec

μ : variable réduite de GUMBE).

a : pente de la droite de GUMBEL.

•Ajustement de la série des débits observés à la loi de GUMBEL et évaluation du débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

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

$$R\ (mm) = Q\ (m3/s) * 3,6 * n\ (Heures) / S\ (km2)$$

•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.

$$Q\mu\% = a.\ \mu + b'$$

Avec :
a : le GRADEX de la pluie
μ : variable réduite de GUMBEL (μ= -ln (-ln (F))).
b' = Q10 ans – a. μ(T=10 ans).
Tracer la droite de l'équation (III.41) sur même graphe que l'ajustement des P jmax.
Tirer les débits Q pour chaque période de retour (en mm).
Exprimer ces débits Q en m3/s par la formule :

$$Q\ (m3/s) = Q\ (mm) * S\ (km2) / 3{,}6 * n\ (Heures)$$

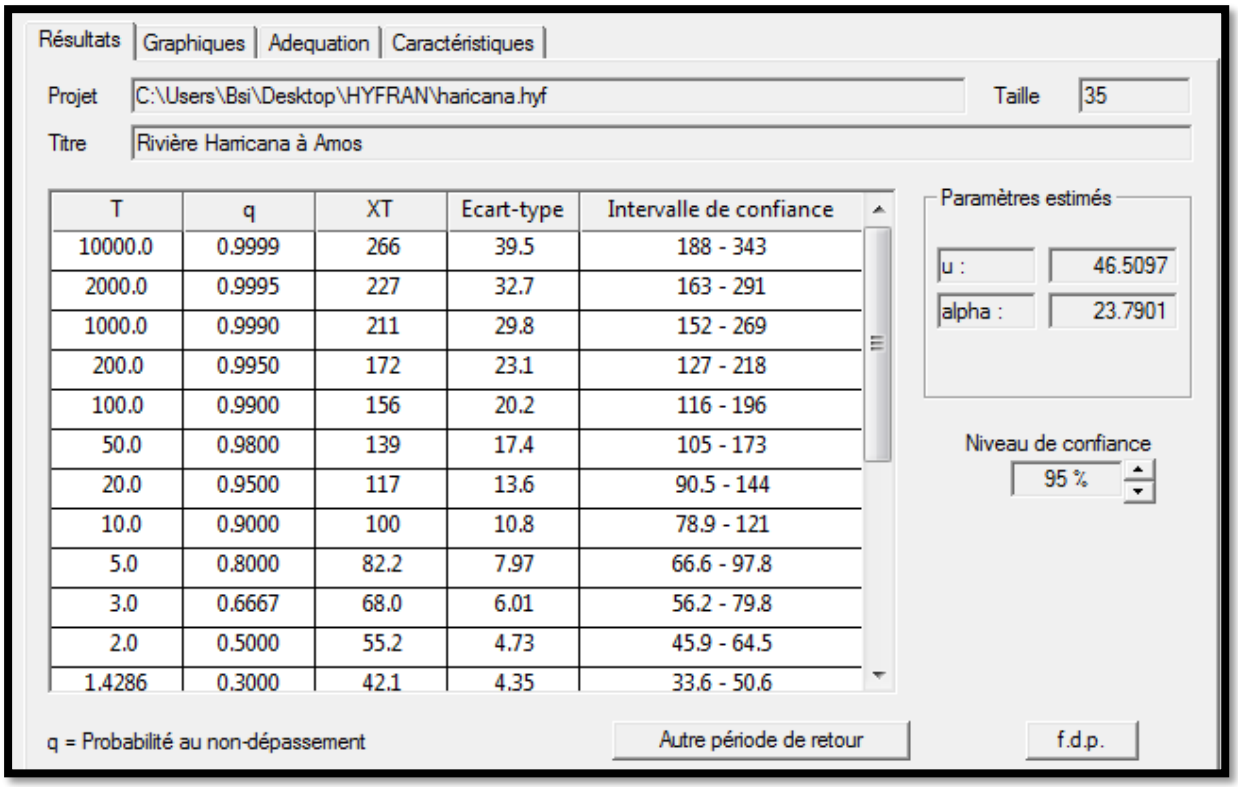
•Calcul des débits de pointe :

Les débits sont déterminés à partir des hydrogrammes des crues observées le rapport p égale au rapport débit de pointe sur débit moyen :
P : coefficient de point = Qmax / Qmoy

$$Qp\ (m3/s) = Q\ (m3/s) * P$$

Exemple d'application :

1.Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de <<**MONGORN(ZOUBIRIA**)>> (**011404**) du bassin voisin ayant des données complètes, à la loi de GUMBEL : En utilisant le logiciel HYFRAN.



T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	266	39.5	188 - 343
2000.0	0.9995	227	32.7	163 - 291
1000.0	0.9990	211	29.8	152 - 269
200.0	0.9950	172	23.1	127 - 218
100.0	0.9900	156	20.2	116 - 196
50.0	0.9800	139	17.4	105 - 173
20.0	0.9500	117	13.6	90.5 - 144
10.0	0.9000	100	10.8	78.9 - 121
5.0	0.8000	82.2	7.97	66.6 - 97.8
3.0	0.6667	68.0	6.01	56.2 - 79.8
2.0	0.5000	55.2	4.73	45.9 - 64.5
1.4286	0.3000	42.1	4.35	33.6 - 50.6

Figure 29 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL.

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

$$\mathbf{P = 23.8 * \mu + 46.5}$$

Le GRADEX est donc : **a=23.8 mm**

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de << MONGORN (ZOUBIRIA) >> (011404), on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

4. L'ajustement de la série des débits de la station à la loi de GUMBEL nous a donné le débit de pointe de référence est calculé par analogie à partir des données de la station hydrométrique de Baraki 021418 drainant un bassin versant ayant une superficie de 970 km² et ayant un débit décennal de 357m3/s. le débit décennal qui correspond à notre bassin versant est de **72.85 m3/s.**

Q10 ans (ZOUBIRIA) = Q10 ans (Baraki) * S ZOUBIRIA / S Baraki

= 357 * (197.93 / 970)

= 72.85 m^3/s

R10 ans (mm) = Q 10 ans (m3/s) * 3,6 * n (heures) / S (km2)

. = 72.85 * 3,6 * 48 / 197.93

=63.6mm.

5. Ensuite on procède à l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal : Qμ% = a. μ + b'
Avec :
a : le GRADEX = 23.8 mm.
μ : variable réduite de GUMBEL (μ= -ln (-ln (F))).

b' = Q10 ans – a. μ (T=10 ans)

F=1-1/10=0,9 ➔ μ = 2,25

b'= 63.6 – 23.8*2.25 = 10.05

Donc : l'équation du débit est :

Q extrapolé (mm) = 23.8* μ + 10.05

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des P jmax, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s) en utilisant la formule précédente.

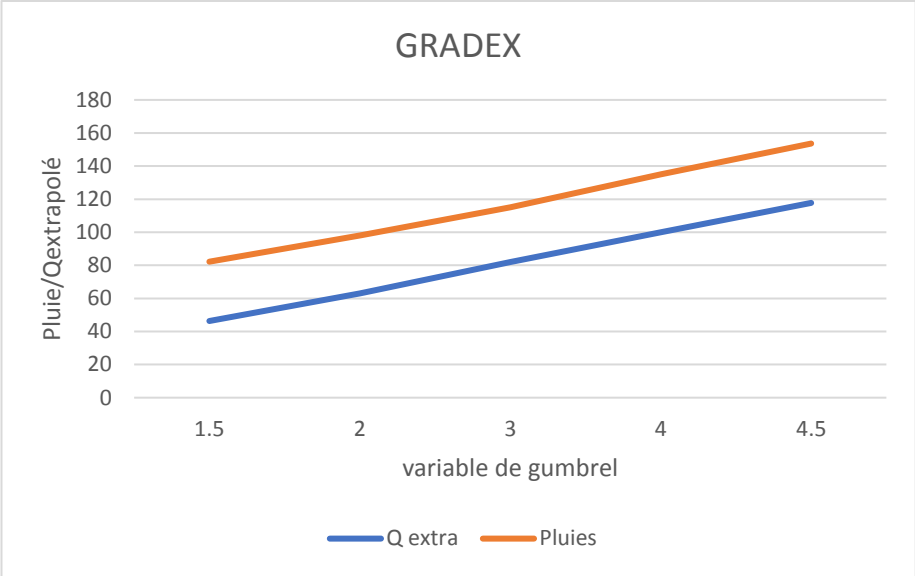


Figure 29 : Graphe de la méthode de GRADEX

7. Calcul des débits de pointe :

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

$$P = Qmax / Qmoy = 3$$

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 35 Débits de pointe par la méthode GRADEX.

Période de retour **(ans)**	5	10	20	50	100
Fréquence	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99
U	1.50	2.25	2.97	3.90	4.60
Ru **(mm)**	45.75	63.61	80.74	102.92	119.53
Qu **(m3/s)**	52.40	72.86	92.48	117.88	136.92
Qp **(m3/s)**	157.21	218.58	277.45	353.65	410.75

Tableau 36 débit de crue du bassin versant pour une période de retour de 100 ans.

Débit de crue au bassin versant				
Période de retour	**Formule de Mallet Gauthier**	**Formule de Turazza**	**Formule de Sokolovsky**	**GRADEX**
ans	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
100	187.55	401.18	584.66	410.75

Sur la base de ces résultats et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur maximale des valeurs car elles ne sont pas proche entre eux même si la valeur trouvée selon la formule de Sokolovsky d'où elle est fréquemment utilisée en Algérie et elle tient compte tous les paramètres géométriques du bassin. Alors on prend :

Q=584.66 m^3/s

III.4.3 Hydrogrammes de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

✓ Le volume.

✓ La durée.

✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a. Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{T_m}\right)^2$$

Avec :

tm = tc (pour les petits bassins versants), avec tc qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).
Qm : Débit instantané de montée (m3/s)

b. Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{Tb - t}{Td}\right)^3$$

$$T_b = T_d + T_m$$

Avec :

Qm : Débit instantané de la montée (m3/s).
Qd : Débit instantané de la décrue (m3/s).
tb : Temps de base de la crue en heures.
tm : Temps de la montée de la crue en heures.
td : Temps de la décrue en heures.
Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

td= δ*tm.

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau 37 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ. (Y. Nedelec, C. Kao, C. Chaumont,1998).

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Dans le cadre de notre bassin versant le coefficient de forme de l'hydrogramme de crue est : δ =2.

Résultats de calcul

Le temps de montée de la crue : 4.16 h
Le temps de décru de la crue : 8.32 h
Le temps de base : 12.48 h

Tableau 38 Valeurs des débits de crues en fonction du temps.

T (H)	T=10 ANS	T=20 ANS	T=50 ANS	T=100 ANS
	Q=302.12 m^3/s	Q=382.00 m^3/s	Q=489.68 m^3/s	Q=584.66 m^3/s
0.8	11.17	14.1	18.11	21.62
1	17.46	22.1	28.30	33.78
2	69.83	88.3	113.18	135.14
3	157.12	198.7	254.66	304.06
4	279.33	353.2	452.74	540.55
4.16	302.12	382.0	489.68	584.66
5	219.54	277.6	355.83	424.85
6	142.74	180.5	231.35	276.22
7	86.33	109.2	139.92	167.06
8	47.17	59.6	76.45	91.28
9	22.11	28.0	35.83	42.78
10	8.00	10.1	12.97	15.48
11	1.70	2.2	2.76	3.29
12	0.06	0.1	0.09	0.11
12.48	0.00	0.0	0.00	0.00

L'hydrogramme de crue est illustré dans la figure 30 suivante.

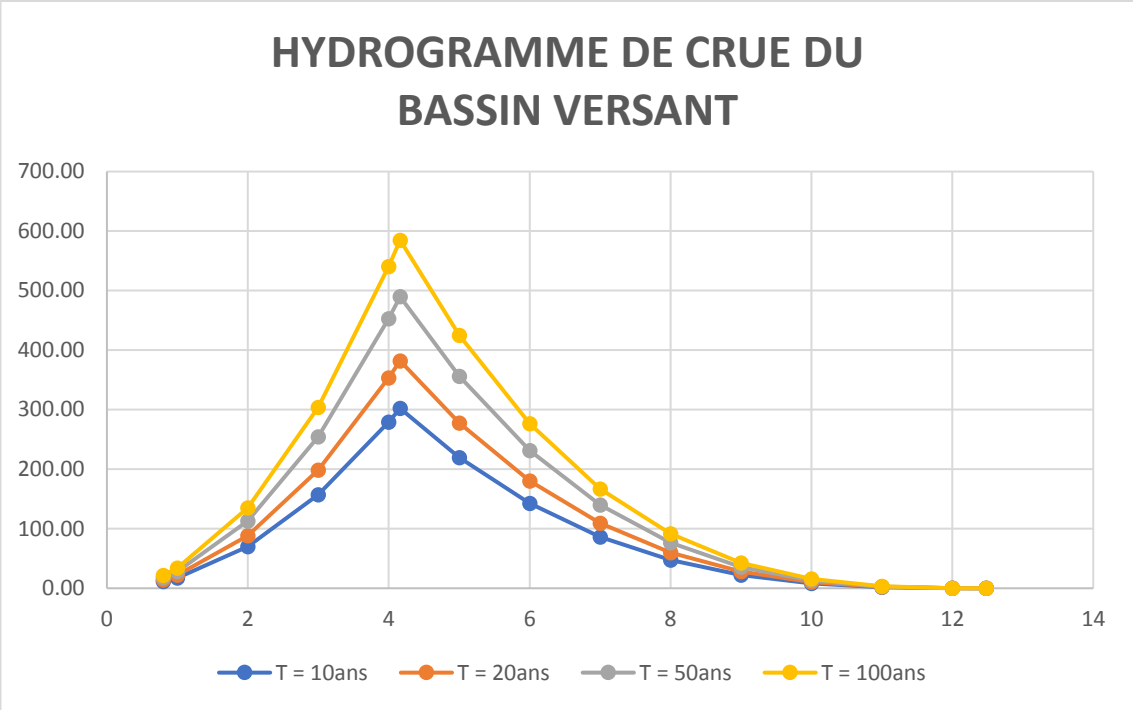


Figure 30 : Hydrogrammes des crues pour des différentes périodes de retours.

III.4.4 Choix de la crue de projet :

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

Tableau 39 : Crues de projet recommandées. (Y. Nedelec, C. Kao, C. Chaumont,1998)

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : **- Perte de vie** **-Dommage considérable**	1/100000 à 1/10000
Importants : **-Pas de perte de vie** **-Dommages importants**	1/10000 à 1/1000
Faibles : **-Pas de perte de vie** **-Dommages légers**	1/1000 à 1/100

- Puisqu'il s'agit d'un aménagement contre les inondations, on opte donc pour une période de retour de 100 ans. Le débit de projet est de **Q=584.66m^3/s**

Conclusion :

Cette étude nous a permis de fournir les éléments hydrologiques nécessaires à l'étude de Protection du centre urbain de la ville de **REBAIA** contre les inondations.

La difficulté de l'étude hydrologique du bassin versant de la région réside dans le fait que la zone d'étude est caractérisée par l'absence d'observations hydro climatologiques.

Dans cette étude, nous avons aboutis aux résultats suivants :

- Les caractéristiques morpho métriques et physiographiques du bassin étudié, favorisent la torrentialité de l'écoulement et indiquent une érosion hydrique relativement moyenne.
- La pluie moyenne annuelle dans la région est de **350 mm**.
- Le débit max de fréquence centennale est de **: Q=584.66m^3/s.**

CHAPITRE IV : Diagnostic et modélisation du cours d’eau non aménagé.

Chapitre IV: Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Introduction

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

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux.

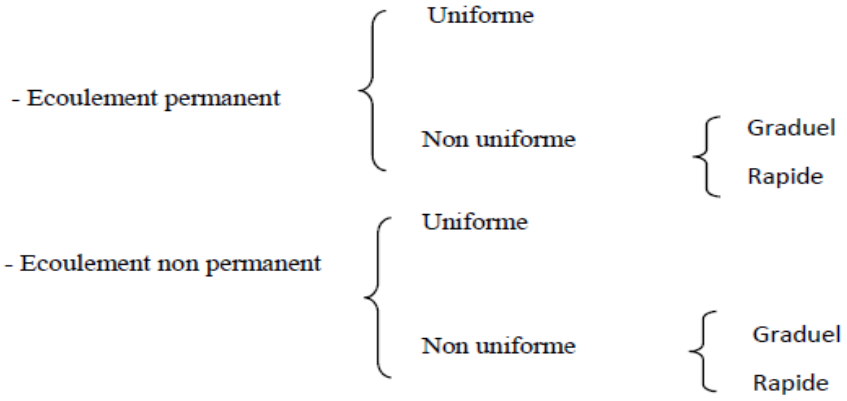
Dans ce chapitre on va étudier l'écoulement des eaux dans les oueds à aménager de notre zone d'étude.

IV.1 Généralités

IV.1.1. Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une interface libre entre l'aire et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

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



IV.1.2. Types d'écoulements

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.

a. Variabilité dans le temps

i. Ecoulement permanent

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

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0$$

Il se subdivise en écoulement :

- Uniforme.
- Non uniforme.

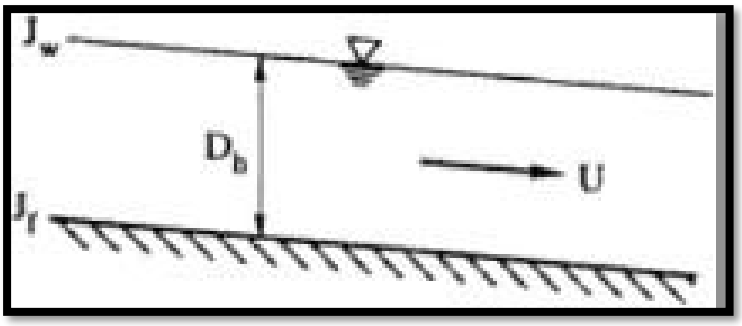


Figure 31 : Schéma d'un écoulement permanant. (WH Graf, MS Altinakar – 2000)

ii. Ecoulement non permanant

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

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0$$

Il se subdivise en :

- Uniforme
- Non uniforme : peut-être graduellement ou rapidement variée.

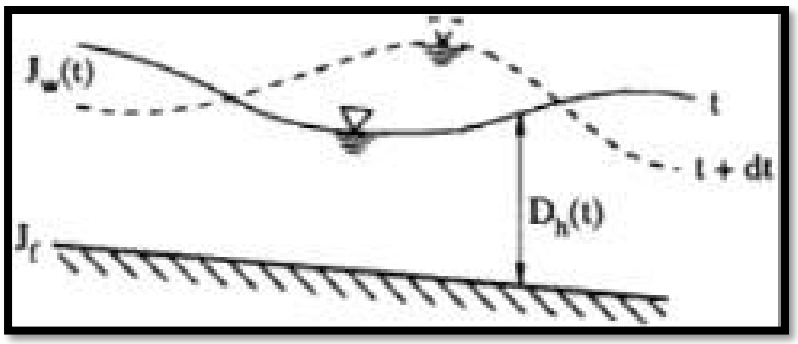


Figure 32 : Schéma d'un écoulement non permanant. (WH Graf, MS Altinakar – 2000).

a. Variabilité dans l'espace

i. Ecoulement uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} = \frac{dQ}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{du}{dx} = 0$$

ii. Ecoulement non uniforme

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

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{dQ}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{du}{dx} \neq 0$$

- **Ecoulement non uniforme graduellement varié**

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

- **Ecoulement non uniforme rapidement varié**

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

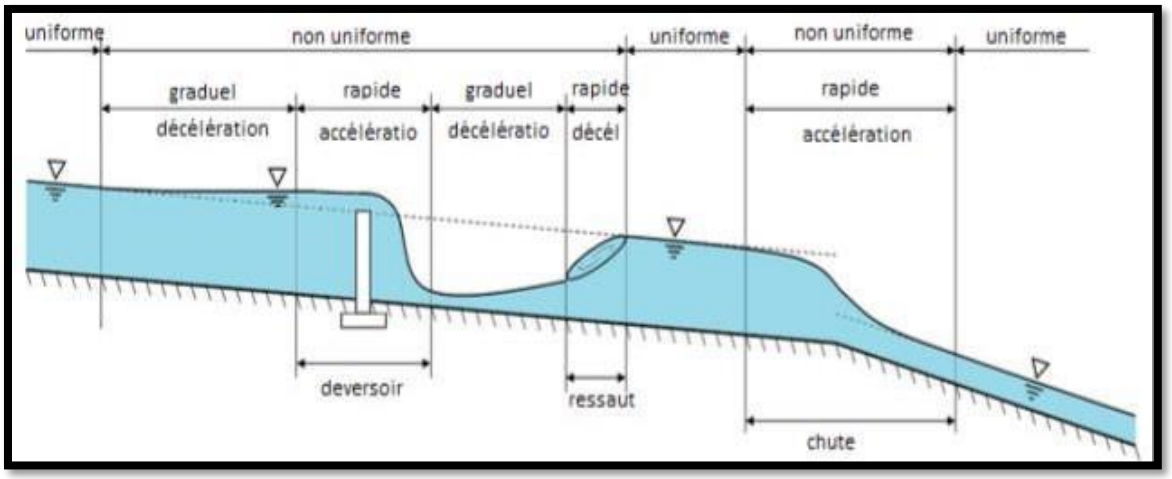


Figure 33 : Schéma illustrant les différents types d'écoulements (Source : Wikipédia).

IV.1.3. Régime d'écoulement

Un écoulement peut être soumis aux différents types d'écoulement qui sont classées par le nombre de Froude en tenant compte des forces d'inertie, forces de gravité (Lancastre, 1996).

Il est défini comme le rapport entre la force de gravité et les forces d'inertie où :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g\ D_h}}$$

Où
v: Vitesse moyenne de l'écoulement ;
D_h: Profondeur hydraulique ;
g : Accélération gravitationnelle.

Lorsque :
-Fr = 1 : le régime est critique (supercritique).
-Fr < 1 : le régime est fluvial (subcritique).
-Fr > 1 : le régime est torrentiel.

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.
Lorsque :
-Yn<Yc : écoulement uniforme torrentiel.
-Yn>Yc : écoulement uniforme fluvial.

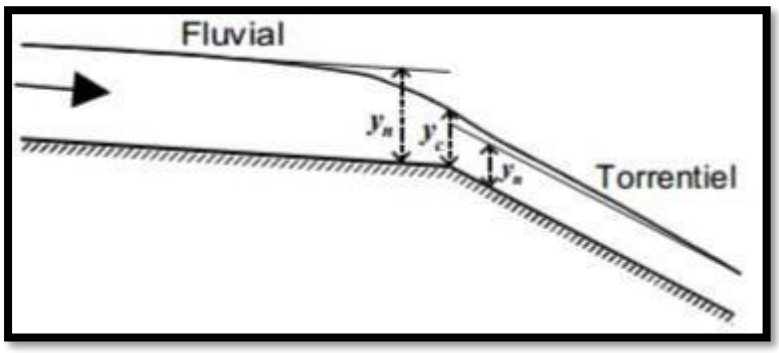


Figure 34 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel.

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former trois autres régimes, le nombre de Reynolds.
Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire :

$$Re = \frac{V \times h}{\nu}$$

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

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

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

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

IV.1.4. Canaux à ciel ouvert

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Ils peuvent être des canaux naturels ou artificiels, caractérisés par une pente « i » et un coefficient de rugosité « n ». **Degoutte, G., 2006**

IV.1.4.1. Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

A. Les canaux naturels

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.
Leurs propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières.

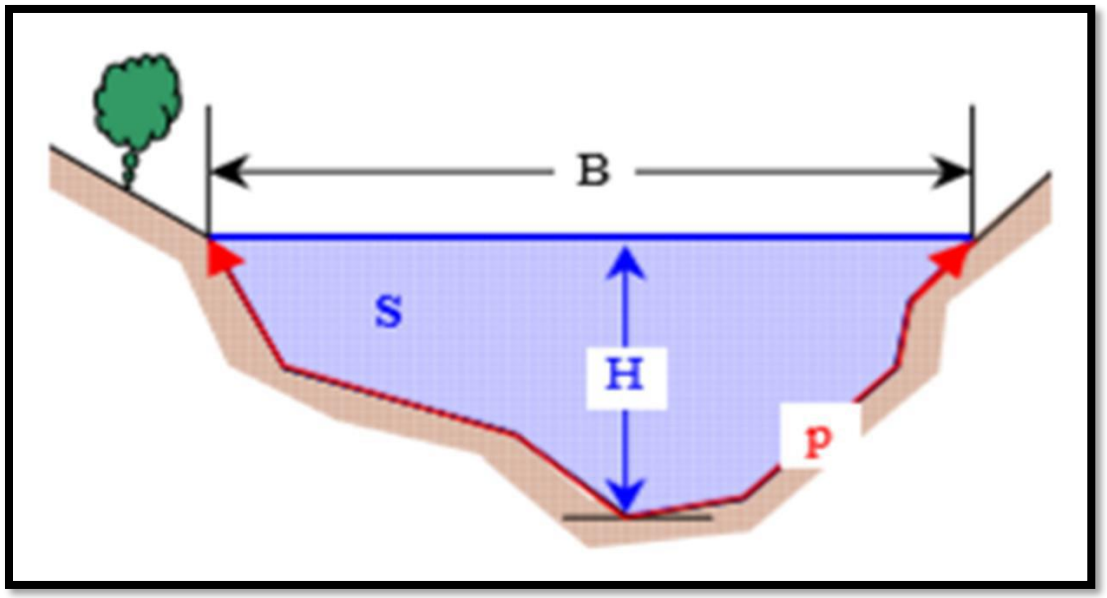


Figure 35 : Canal naturel (Source : Wikipédia).

– Section d'écoulement (ou section mouillée) Sm

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

– périmètre mouillé Pm

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

– largeur au miroir B

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

– tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement.

B. Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants. **Degoutte, G., 2006.**

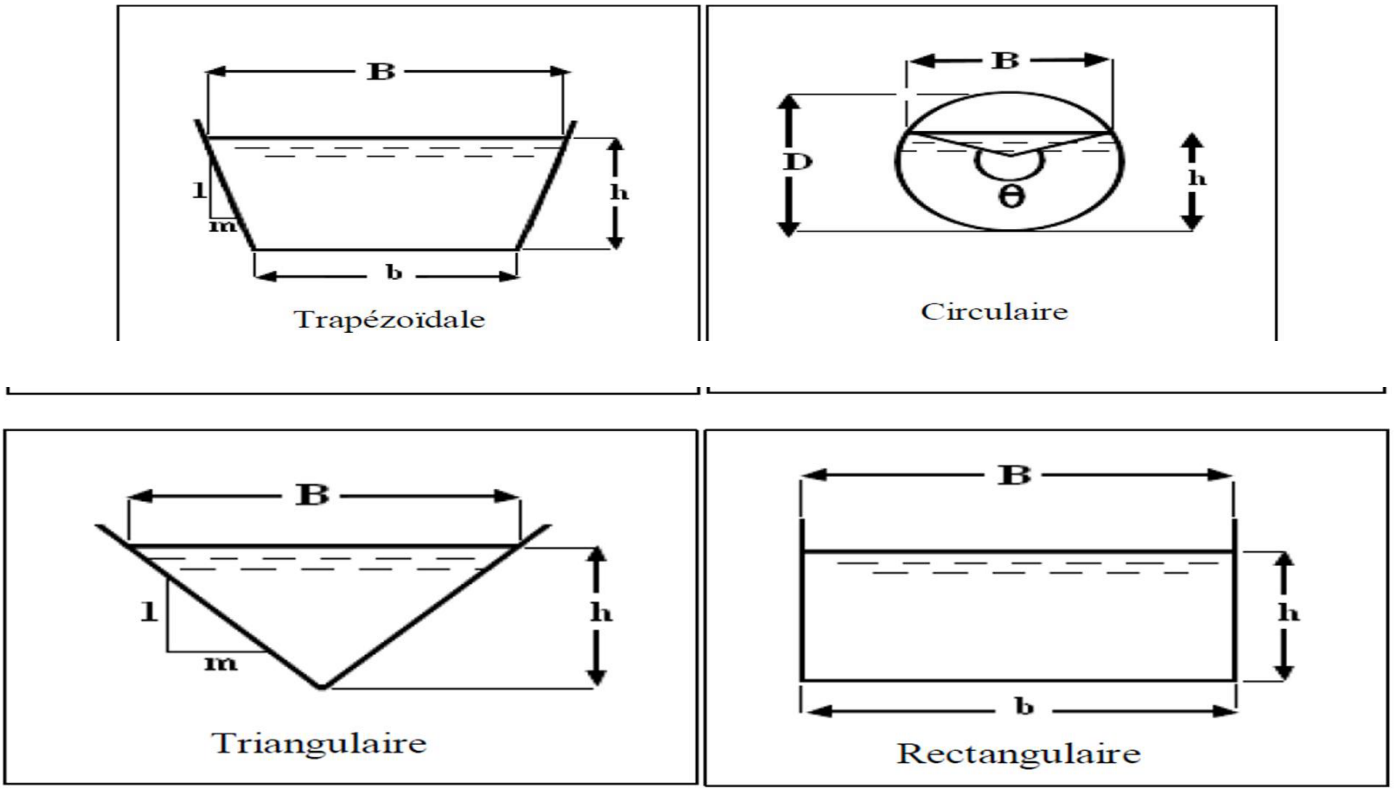


Figure 36 : Canaux artificiels à ciel ouvert. (WH Graf, MS Altinakar – 2000)

IV.1.4.2. Propriétés des canaux

IV.1.4.2.1 Propriétés géométriques

Un canal est composé des éléments géométriques définis ci-dessous (Graf et Altinakar ,2000)

- La section transversale A ;
- La section mouillée Sm ;
- Le périmètre mouillé Pm ;
- Le rayon hydraulique Rh est le rapport de la section mouillée et du périmètre mouillé ;

$$Rh = Sm/Pm$$

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

$$Dh = Sm/b$$

- La pente de la surface libre Sw ;
- La profondeur H (tirant d'eau) ;
- La pente du fond S0.

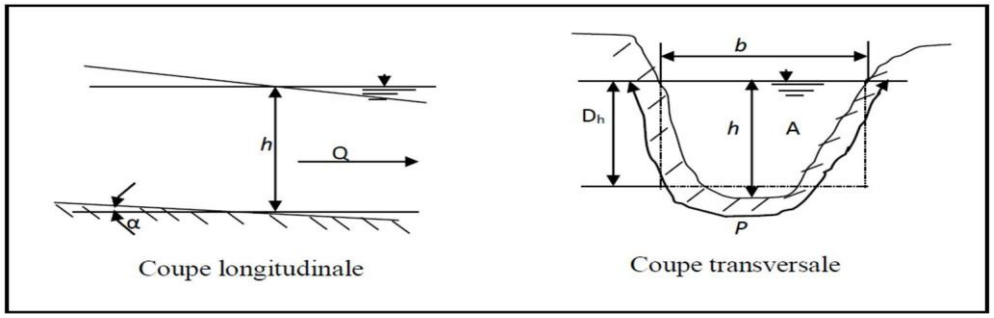


Figure 37 : Eléments géométriques de la section (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016).

IV 1.4.2.2 Propriétés hydrauliques

i. Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est noté $\gamma w = g\rho w$ et vaut 9.81Kn/m3 pour l'eau sans matière en suspension, ρw désigne la masse volumique de l'eau et vaut 1000 kg/m3 dans le cas de l'eau sans matière en suspension et g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s^2.

ii. Débits

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

iii. Vitesse en un point de l'écoulement

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

iv. Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition V = Q/S, c'est-à-dire $V = \iint vds/S$,

ds : désignant un élément de surface $S = \iint ds$.

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

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

$$Hp=Zp+p/\gamma w +v^2/2g$$

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

vi. Poussée sur une paroi du canal

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

vii. Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce sur les parois du chenal une force de frottement notée

$dF = \tau 0 ds$

$\tau 0$: est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la pa

roi.

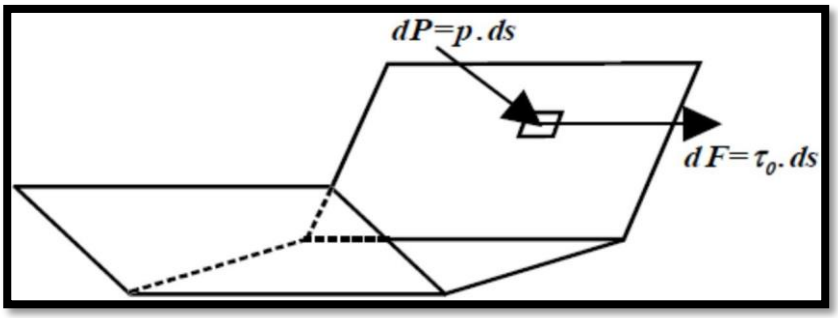


Figure 38 Forces appliquées par l'eau sur les parois (Source : TOUMI Abdelouaheb, 2016)

IV.1.5. Dimensionnement des canaux :

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

IV.1.5.1. Conditions de l'écoulement uniforme

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

IV.1.5.2. Formules de calcul

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

La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C.\sqrt{(R.I)}$$

On utilisant le produit suivant : $Q = V \times S$

On obtient :

$$Q = C.S.\sqrt{R.I}$$

Avec :

C : Coefficient de Chézy (m0.5/s)

Rh : Rayon hydraulique étant la surface mouillée Sm sur le périmètre mouillé Pm.

Rh : Sm / Pm (m)

n : Coefficient de rugosité

I : Pente de fond du canal (radier).

Détermination de coefficient de Chézy :

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

1) Formule d'AGROSKINE :

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

Avec :
C : Coefficient de Chézy (m0.5/s) Rh : Rayon hydraulique,
n : Coefficient de rugosité

2) Formule de MANING-STRICKLER :

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

Avec :
C : Coefficient de Chézy (m0.5/s)
R h : Rayon hydraulique, avec :
n : Coefficient de rugosité avec 1/n = Ks (coefficient de Strickler).
La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \, R_h^{\frac{2}{3}} \, I^{\frac{1}{2}}$$

Où :
Ks : coefficient de rugosité de STRICKLER (m1/3/s).

Rh : le rayon hydraulique (m).
I : la pente du radie (km/km).

3) Formule de PAVLOVSKY :

$$C = \frac{1}{n} . R_h^{\frac{1}{y}}$$

Avec :
C : Coefficient de Chézy (m0.5/s)
n : Rugosité.
Rh : Rayon hydraulique, avec :
y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}\left(\sqrt{n} - 0.10\right)$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$R_h = 1.5\sqrt{n}$ à $R_h < \boldsymbol{1m}$

$R_h = 1.5\sqrt{n}$ à $R_h > \boldsymbol{1m}$

4) Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m\,a}{\sqrt{R_h}}}$$

mB : Coefficient de BAZIN.
mB il est entre 0,06 et 1.75 $\boldsymbol{m^{0.5}}$

Remarque : Dans le cadre du présent projet la formule d'adoptée est celle de MANING-STRICKLER.

IV.2. Diagnostique et modélisation du cours d'eau non Aménagé

IV.2.1. Etat de l'oued étudié

L'OUED EL MALLEH se situe à l'est du chef-lieu REBAIA avec une longueur de 3km et une largeur comprise entre 50 et 300 m, dont les deux rives ont des talus assez faibles.

Sa longueur est de 3 km, il n'est pas aménagé sauf qu'il y'a quelques gabions dégradés et des dalots pour faciliter la circulation des gens et des véhicules au-dessus de l'oued, il renferme des végétations et beaucoup de déchets qui font obstacle à l'écoulement des eaux pluviaux et des eaux usées.



Figure 39 : Oued EL MALLEH. Année 2021



Figure 40 : Oued EL MALLEH et l'urbanisation sur le lit majeur. Année 2021



Figure 41 : Des habitations situées au bord de l'oued ce qui provoque un risque en cas des crues. Année 2021



Figure 42 : Gabionnages dégradés. Année 2021



Figure 43 : Des dalots construits au niveau de l'oued pour faciliter la circulation des gens et des véhicules. Année 2021



Figure 44 : Un pont qui passe par oued EL MALLEH. Année 2021

IV.2.2. Modélisation de l'écoulement

IV.2.2.1. Choix du type de modèle hydraulique

Le choix d'utilisation du HEC-RAS (VERSION 6.1.0) réside dans :

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

IV.2.2.2. Présentation du logiciel HEC-RAS

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

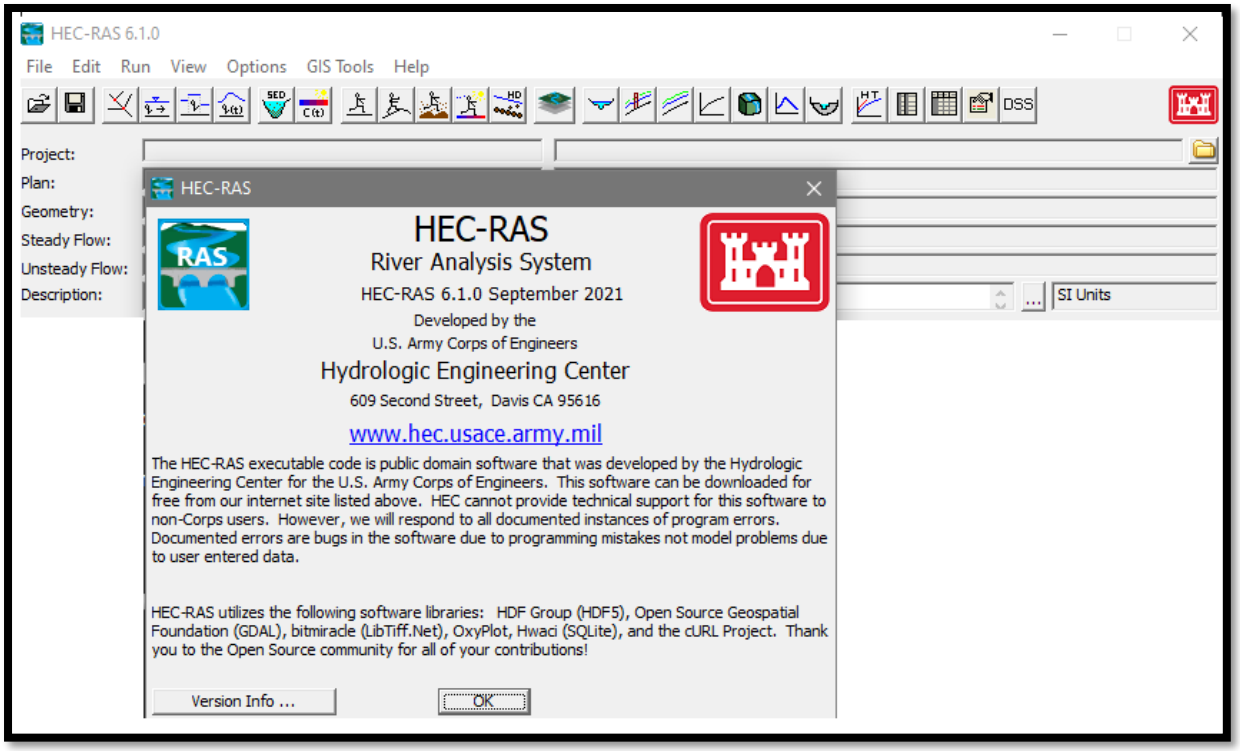


Figure 45 : Logiciel HEC-RAS de Hydrologic Engineering Center.

HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout les équations de Saint Venant 1D (équation de l'énergie unidimensionnelle) par la méthode de différences finies, les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous-sections homogènes en termes de forme et de rugosité, et chaque débit partiel *Qi* est calculé selon la ''*Divided Channel Method*'' à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Il permet aussi de modéliser le transport de sédiments dans les rivières, les études de qualité des eaux, etc. HEC RAS trouve ses domaines d'application pour la simulation des crues, la simulation de la gestion des retenues d'eau, l'étude de transport de sédiment en rivière, étude du transport des polluants, etc. (Gary, 2010).

IV.2.2.3. Données géométriques :

Dans ce projet, nous avons utilisé les levés topographiques des études passées, acquis au niveau de la DRE de Médéa. Il est à souligner que ces documents ne sont pas complets ce qui nous a poussé à recourir au logiciel Global Mapper afin de télécharger une carte d'élévation (Digital Elevation Model-DEM) de la base de données gratuite ASTER GDEM Worldwide Elevation, afin de compléter ces levés.

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCAD Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS. Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

- Calage des levés existants avec le modèle DEM.
- Etablissement des axes des cours d'eau et le cours d'eau principal.
- Importation des fichiers depuis AutoCAD Civil 3D vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS.

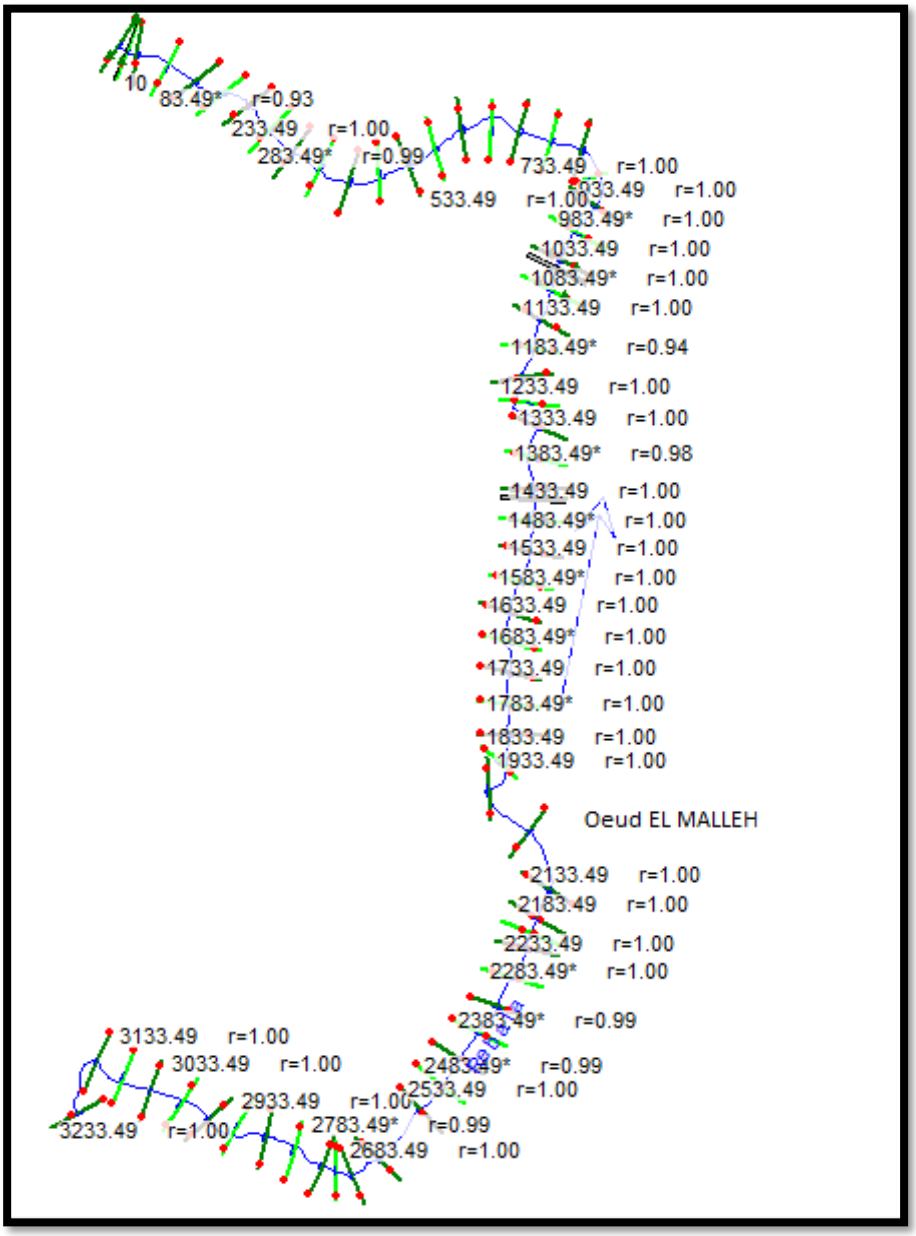


Figure 46 : Schéma représentatif de la partie simulée de l'oued EL MALLEH

Estimation du coefficient de Manning :

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

$$n = (n0+n1+n2+n3+n4)\times f$$

Tels que :

n0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes.
n1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.
n2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée.
n3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre.
n4 : Traduit l'influence de la végétation.
f : Ce facteur correctif qui traduit l'importance des méandres estimé par le coefficient de sinuosité.
Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 40 Estimation du coefficient de Manning

Factor	Caractéristiques	Valeur
n_0	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n_1	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n_2	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n_3	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n_4	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
f	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning pour différents emplacements, selon les photos qui sont à notre disposition, ainsi que les photos satellitaires de Google Earth.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 41 Résumés de l'éstimation du coefficient de Manning

Affluent	Coefficient de Manning		
	Rive gauche	Lit mineur	Rive droite
Oued El MALLEH	0.045	0.05	0.045

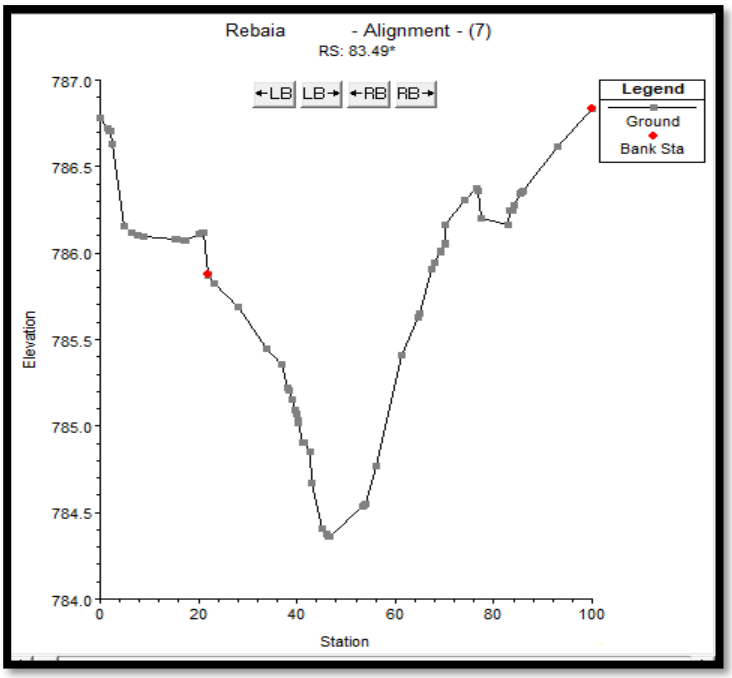


Figure 47 : Exemple d'une section en travers (Station 83.49)

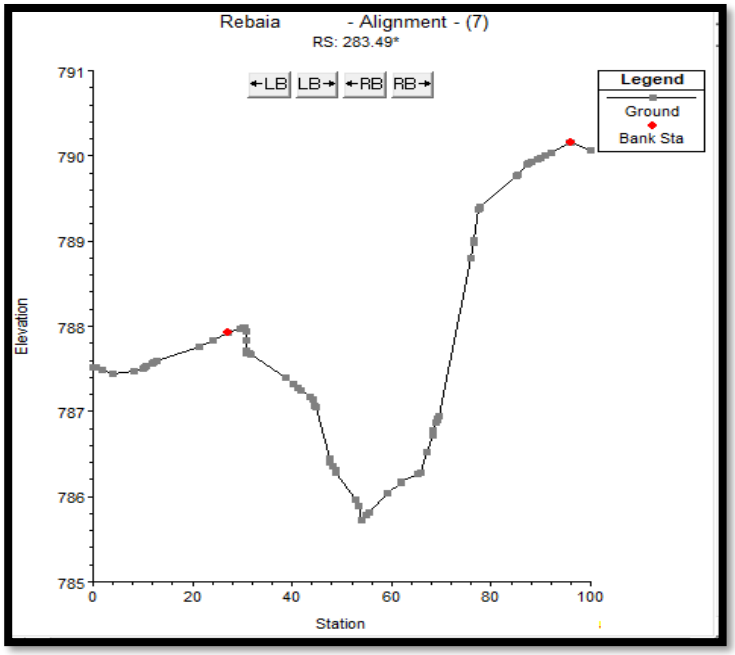


Figure 48 : Exemple d'une section en travers (Station 283.49)

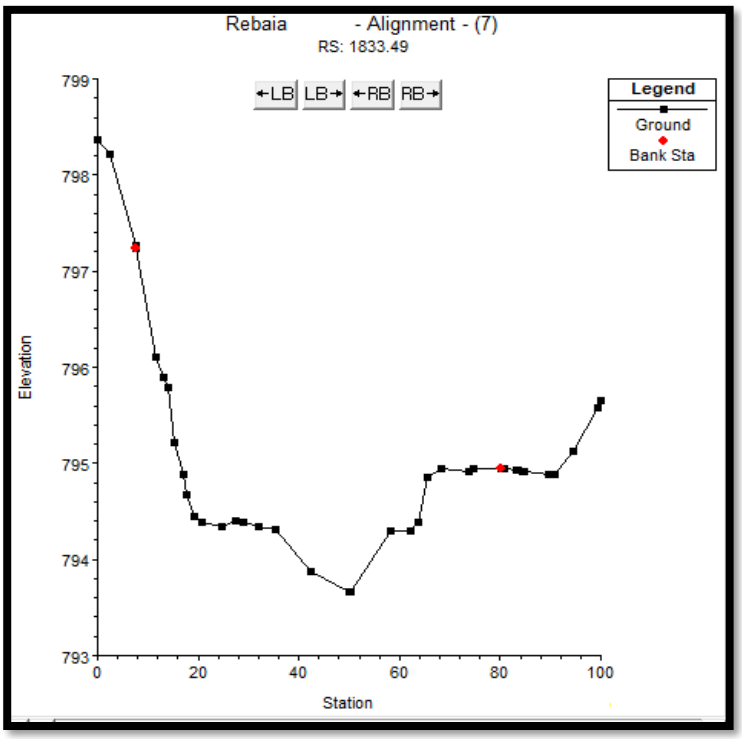


Figure 49 : Exemple d'une section en travers (Station 1833.49)

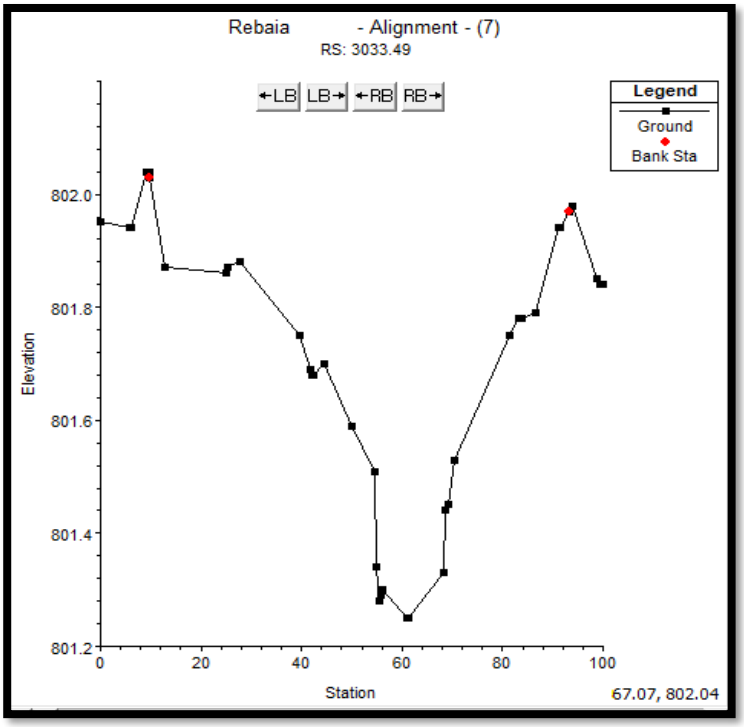


Figure 50 : Exemple d'une section en travers (Station 3033.49)

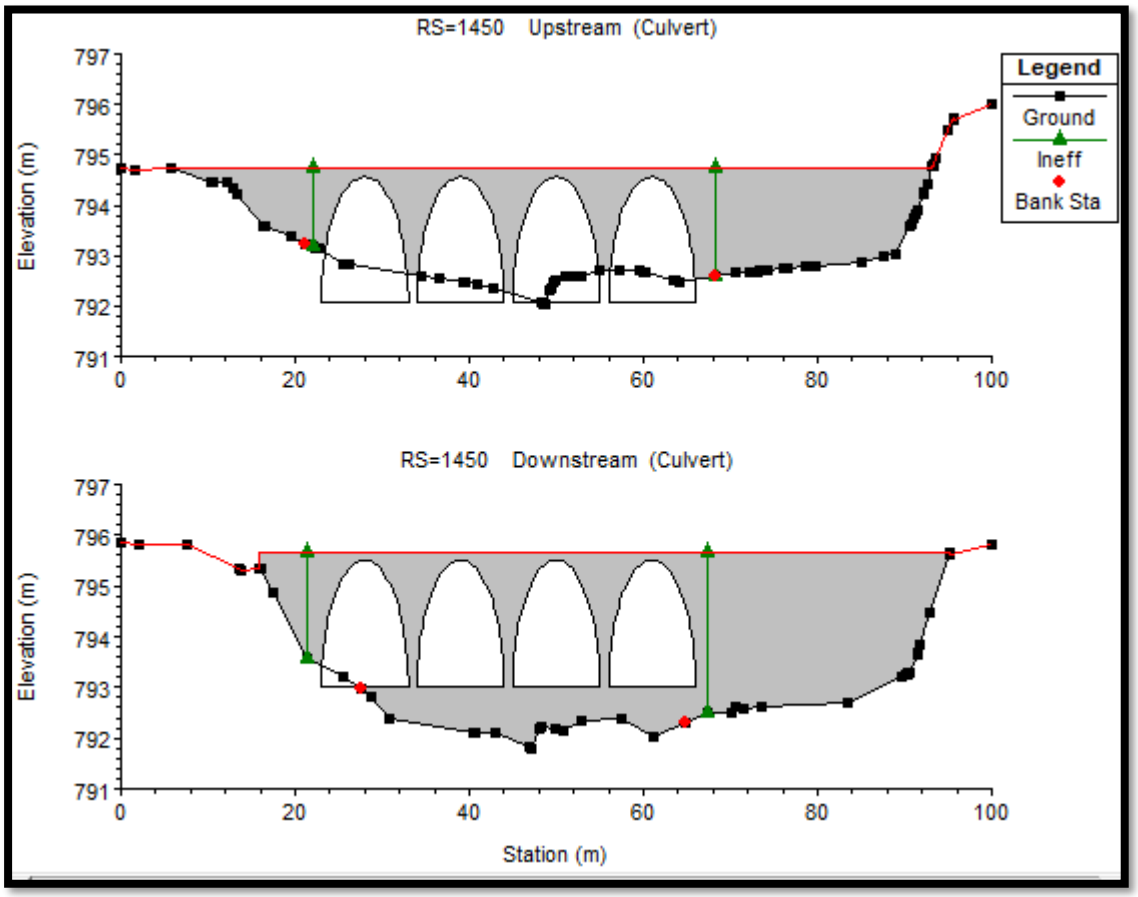


Figure 51 : Exemple d'une section en travers d'une traversée de route (Station 1450)

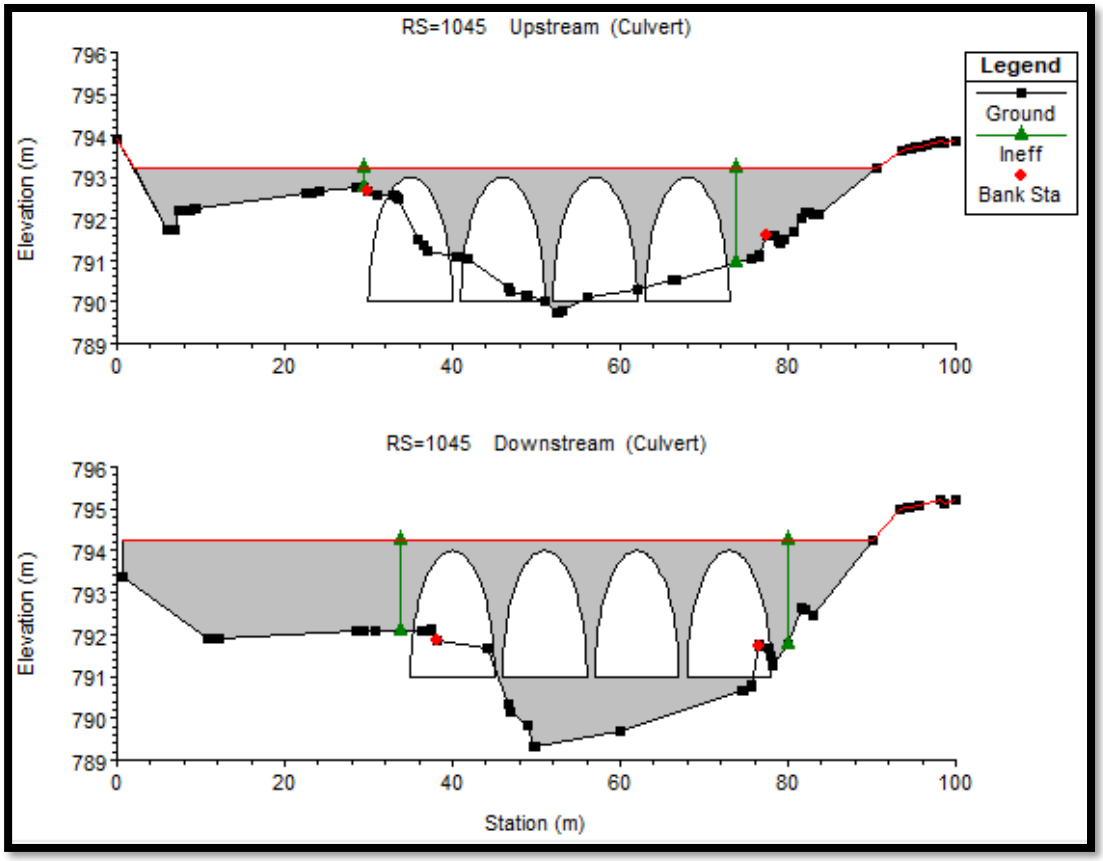


Figure 52 : Exemple d'une section en travers d'une traversée de route (Station 1045)

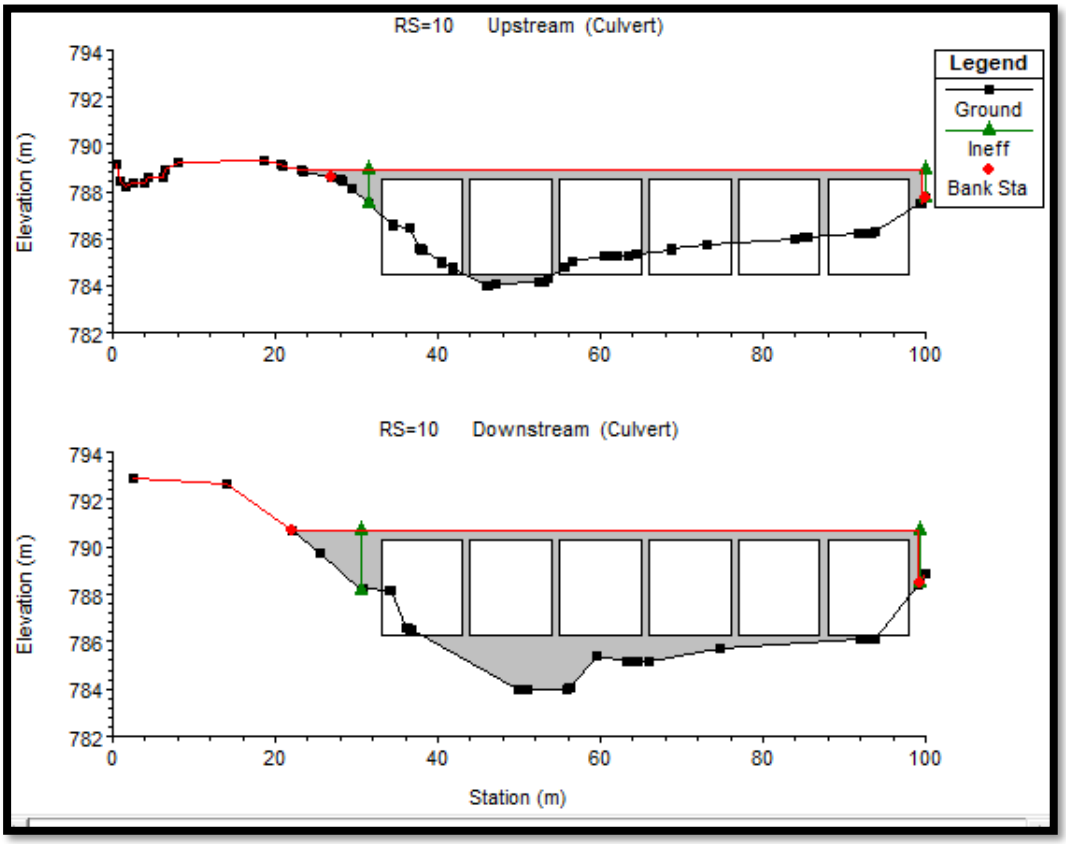


Figure 53 : Exemple d'une section en travers d'une traversée de route (Station 10)

IV.2.2.4 Données de débit :

Après la géométrie il nous faut introduire les données de débit, dans chaque tronçon de chaque cours d'eau, on fait une étude stationnaire, en faisant passer le débit de pointe d'une crue dans toutes les sections du bief dont il est question. Pour ce faire nous allons considérer la crue de la pluie (100 ans).

Les données de débits utilisées sont obtenues à partir de l'analogie du débit obtenu par la méthode des formules empiriques :

Tableau 42 : Débits véhiculé dans le cours d'eau

Affluent	Oued El MALLEH
Q (m^3/s)	**584.66**

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 suivants :

-Hauteur d'eau connue : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.

-La hauteur critique : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.

-La hauteur normale : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.

-Courbe de tarage : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur.

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

IV.2.2.5 Simulation en écoulement uniforme :

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement.

Nous avons lancé la simulation en supposant un régime fluvial et un écoulement uniforme permanant.

IV.2.2.6 Résultats de la simulation :

Après avoir lancé 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. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie (Voir tableau en annexe).

Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers.

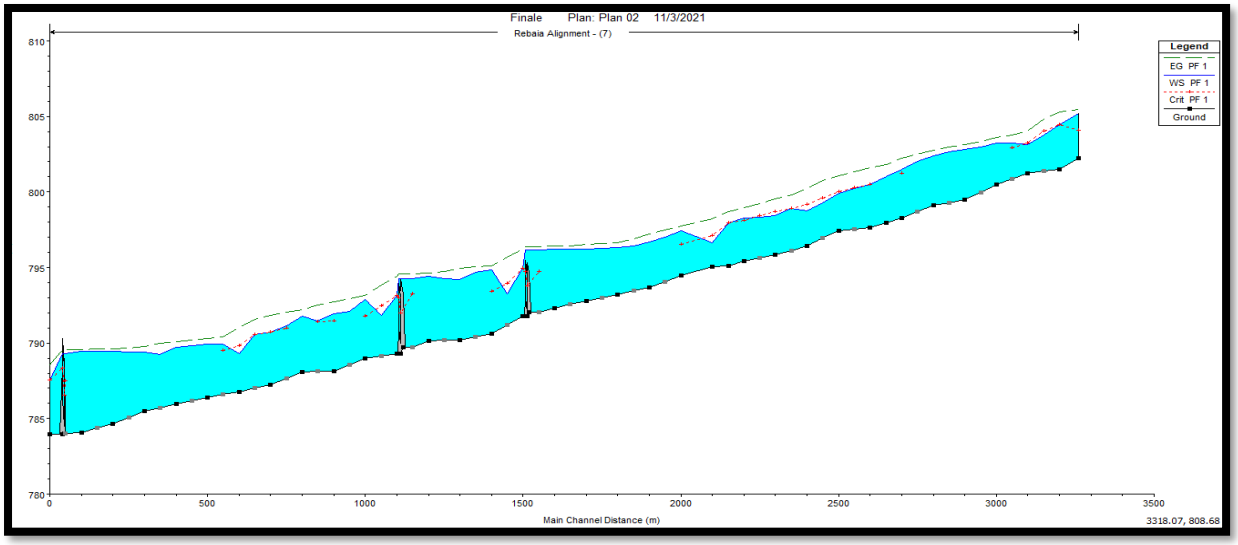


Figure 54 : Profil en long incluant la ligne d'eau de Oued El MALLEH amont et aval.

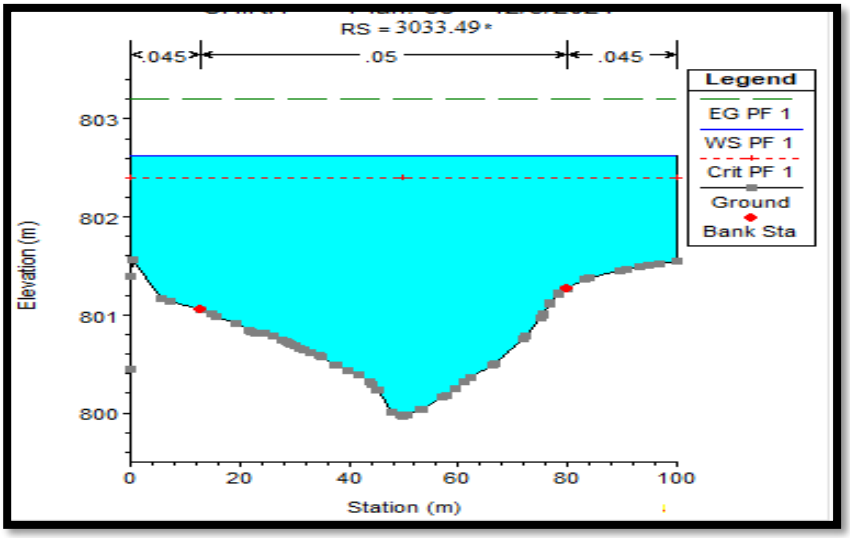


Figure 55 : : Profil en travers (Section 3033.49)

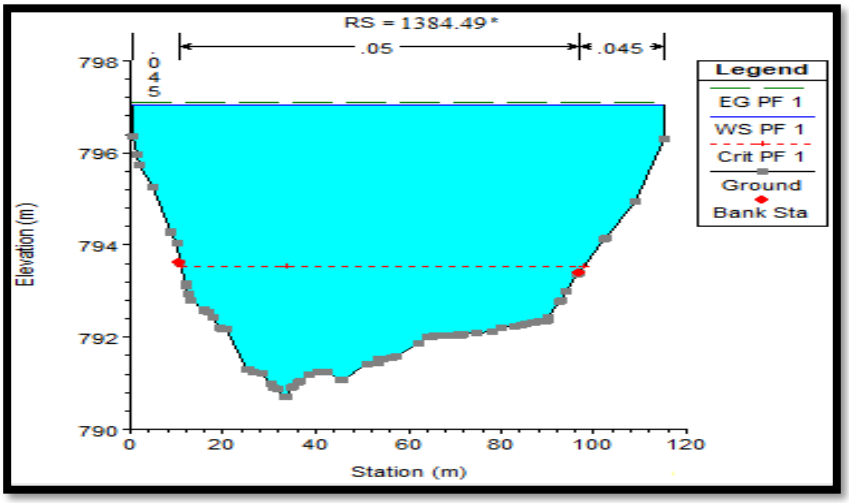


Figure 56 : : Profil en travers (Section 1384.49).

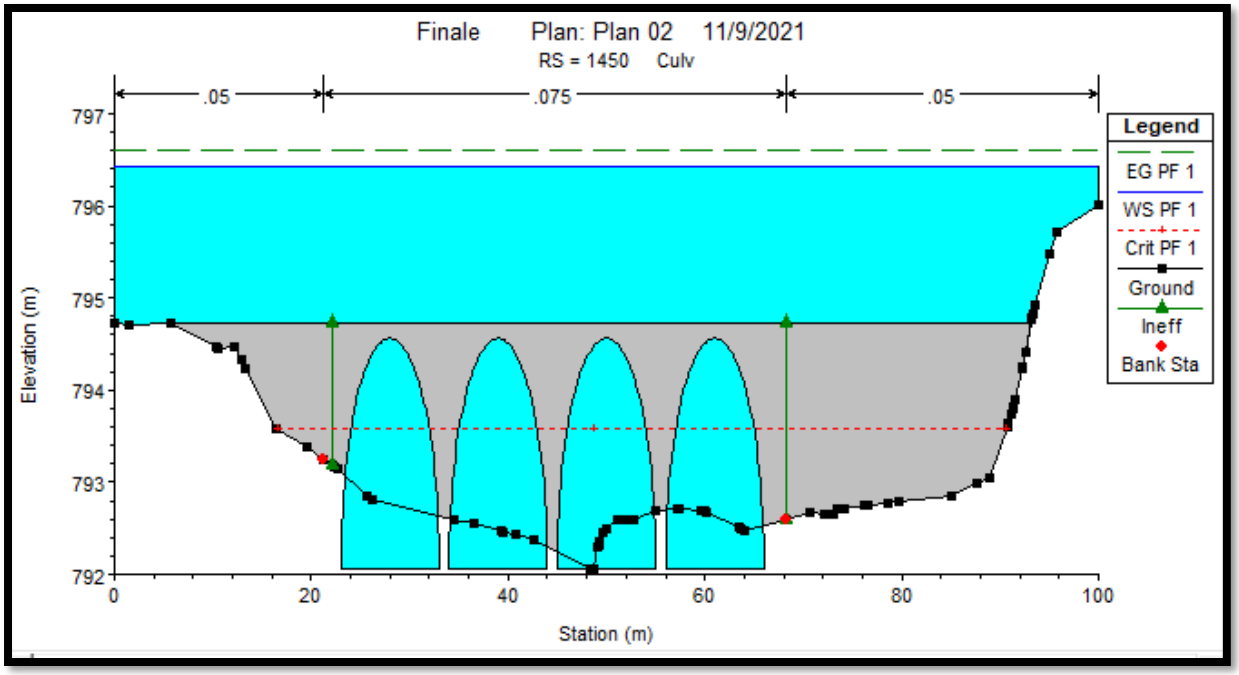


Figure 57 : Profil en travers d'un ouvrage noyé (Section 1450).

Nous pouvons conclure que la totalité du cours d'eau ne peut supporter la crue centennale ni dans la partie amont ni en aval de l'oued, on remarque aussi que tous les ouvrages sont noyés, d'où le risque d'inondation est toujours présent dans les parties urbaine, industrielle et agricole.

Conclusion :

Dans le cadre de la présente étude, nous avons réalisé une représentation proche du cours d'eau naturel, ce qui est quasiment impossible à atteindre parfaitement vu les difficultés rencontrées pour l'acquisition de données topographiques, et aussi l'inexistence de plans concrets des différents ouvrages de franchissement. De ce fait nous avons eu recours à une évaluation approximative des hauteurs que peut atteindre cette crue. On peut dire qu'on dispose d'un outil permettant de trancher sur les mesures structurelles à prendre et donc proposer des solutions.

CHAPITRE V : Etudes des variantes d’aménagements.

Chapitre V: Etudes des variantes d'aménagements.

Introduction

Le but de cette étude est de bien protéger la ville de REBAIA contre les inondations. Cette protection consiste à 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.

V.1. Principe d'aménagement

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de la ville Rebaia 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 l'impact de cet aménagement sur l'environnement. Donc le choix des variantes à déterminer par de différents processus.

V.1.1. Les différents types d'aménagements (Nedelec, 1998)

- **Curage :**

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

- **Recalibrage :**

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

- **Réalisation des canaux :**

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

- **Protection des berges :**

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

- **Reprofilage**

Modification et homogénéisation du profil en long du cours d'eau (pente), dans le but d'accroître sa capacité d'évacuation. Le reprofilage d'un cours d'eau consiste à uniformiser sa pente, modifiant la zonation du profil en long. Ce type d'opération nécessite la suppression de la végétation rivulaire et des embâcles du lit. (AFB.2018)

V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux

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

$$Q = \frac{1}{n}.R_h^{\frac{2}{3}}.S_m.I^{\frac{1}{2}}$$

Avec :
Q : débit de dimensionnement (m3/s).
n : rugosité du canal.
Sm : section mouillée du canal en (m2).
I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).
Rh : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = S_m / P_m$$

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

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

Figure 58 : Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Graf, 2000).

V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement

V.1.3.1. La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique.

V.1.3.2. 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 43 : Valeurs de coefficient de rugosité.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal en gabion	0.03
Canal en pierres sèches	0.025
Canal en terre droit et uniforme	0.017
Canal a revêtement en béton	0.013

V.1.3.3. Revanche des canaux

Dans les canaux à surface libre, il faut toujours prévoir une revanche 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.

Pour le dimensionnement du canal, on opte pour une revanche de 0.75 m à 1 m.

V.2 Calcul hydraulique :

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.

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.

- **Les 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 sur sa longueur.
4- La pente de chaque section est constante.
5- Les résistances locales sont absentes.

- **Formules principales de calcul :**

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de **CHEZY :**

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V=C.\ (R_h \times I)^{1/2}$$

On utilisant la formule de continuité :

$$Q = V \times S$$

On obtient :

$$Q=C \times S.\ (R_h \times I)^{1/2}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($m^{0.5}/s$).
S : section mouille (m^2)
R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)
I : pente de fond du canal.

- **Détermination du coefficient de Chézy :**

Vue la nature d'écoulement, dans notre étude nous avons choisi la formule de **MANING-STRICKLER** :

La formule de **MANING-STRICKLER** : $C= 1/n\ (R)^{1/6}$

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

R_h: rayon Hydraulique $R_h = S/P$ (m)

n : la rugosité

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

$$V = Ks.\ Rh^{2/3}.I^{1/2}$$

Où : K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie

Dans notre cas le calcul hydraulique se fait selon les variantes établies, la première et celle du béton avec une section trapézoïdale et la deuxième celle du gabionnage en escalier.

Tableau 44 : les valeurs de Ks et n selon le matériau de construction.

Matériau de CONSTRUCTION	K_s (coefficient de rugosité de STRICKLER)	n (la rugosité)
Parois lisse	100	**0,0100**
Mortier lisse	85	**0,0118**
Béton lisse	**75**	**0,0133**
Maçonneries	70	**0,0143**
Béton rugueux	60	**0,0167**
Terre régulière	50	**0,0200**
Chenal caillouteux	**40**	**0,0250**

V.3 Etude des variantes

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

Les traces retenues sont effectuées en tenant compte :

a. Des possibilités offertes par la topographie du terrain d'une part ;
b. Des aménagements d'évacuation des eaux pluviales existants ;
c. Des voies d'évacuations possibles.

Le Choix des variantes consiste à retenir le type d'aménagement utile et efficace pour l'aménagement proposé.

Le choix devra tenir compte des critères suivants :

- **Section mouillée ;**
- **Emprise nécessaire ;**
- **Disponibilité de servitudes ;**
- **Lieu d'aménagement ;**
- **Profondeur et pente de travail.**

Dans notre cas, pour protéger la ville de REBAIA des risques d'inondation et empêcher les eaux de crue de pénétrer dans les régions basses on a proposé deux techniques employées : **un canal en béton d'une section trapézoïdale ou des endiguements à l'aide de matériaux naturels et artificiels comme le gabion et le réaménagement des lits de l'oued.**

Le choix entre ces deux variantes se base sur l'assurance de l'aspect technico-économique.

V.3.1 Aperçu sur le gabion :

Le gabion est un casier constitué de solides fils de fer tressés et rempli de pierres utilisées dans les travaux publics.

- **Les avantages du gabion :**

En raison de leur nature et conception, ils offrent une certaine souplesse et inertie face aux chocs et tremblements de terre ou mouvements de terrain ou aux mouvements de l'eau (l'eau peut percoler au travers d'un gabion, avec des phénomènes de dissipation d'énergie, exploitables par exemple pour la construction de « merlons amortisseurs » et notamment pour la gestion de flux d'eau dans les réseaux hydrographiques.

V.3.2 Les avantages des aménagements hydrauliques en béton :

- Diminuer l'érosion et le glissement des rives qui influencent fortement la capacité du transport solide d'un cours d'eau.
- Faciliter l'écoulement dans les cours d'eau.
- Faciliter la réparation.
- La disponibilité des matériaux de construction.

V.3.3 La variante n°01 : Béton lisse avec une section trapézoïdale.

V.3.3.1 Dimensionnement

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = (b + mh).h$$

$$P = b + 2.h.\sqrt{1 + m^2}$$

Avec :
m : Le fruit des talus, m =1,
h : Le tirant d'eau maximum (pour Qmax), en m.
b : La largeur du canal, en m.
En remplaçant dans la formule de **Chezy** chaque terme avec ces valeurs on obtient

$$\frac{Q.n}{\sqrt{I}} = \frac{((b+m.h).h)^{(\frac{5}{3})}}{(b+2.h.\sqrt{1+m^2})^{(\frac{2}{3})}}$$

V.3.4 La variante n°02 : gabionnage d'une forme d'escalier.

Dans cette partie avant d'entamer le calcul on doit définir du casier du gabion avec les dimensions suivantes :

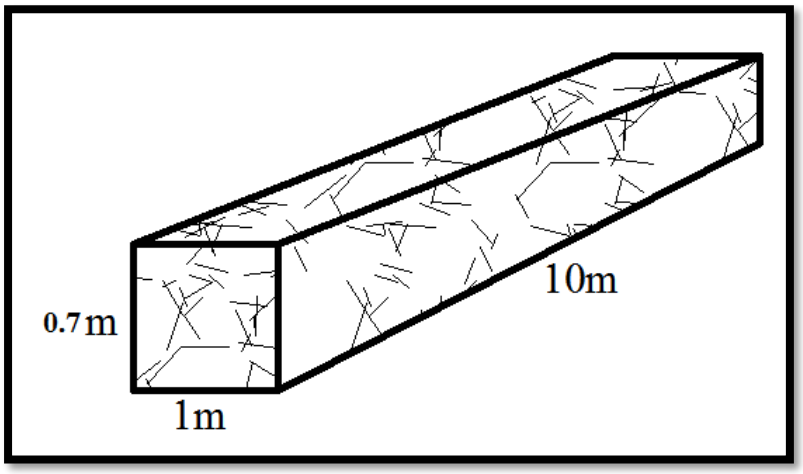


Figure 59 : les dimensions d'un casier en gabion.

V.3.4.1 Dimensionnement :

- Pour gabion à trois escaliers :

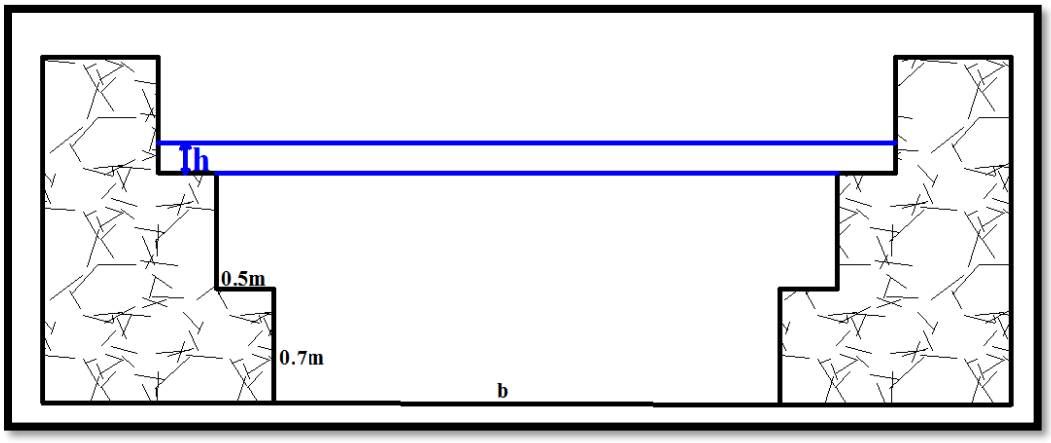


Figure 60 : section transversale du gabion à trois escaliers.

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = 2.b + 1 + (b + 2).h$$
$$P = b + 6 + 2.h$$

Avec :

m : Le fruit des talus, m =1,
h : Le tirant d'eau maximum (pour Qmax), en m.
b : La largeur du canal, en m.

En remplaçant dans la formule de Chezy chaque terme avec ces valeurs on obtient :

$$\frac{Q.n}{\sqrt{I}} = \frac{(2.b + 1 + (b + 2).h)^{\left(\frac{5}{3}\right)}}{(b + 6 + 2.h^{\left(\frac{2}{3}\right)}}$$

Pour gabion à quatre escaliers :

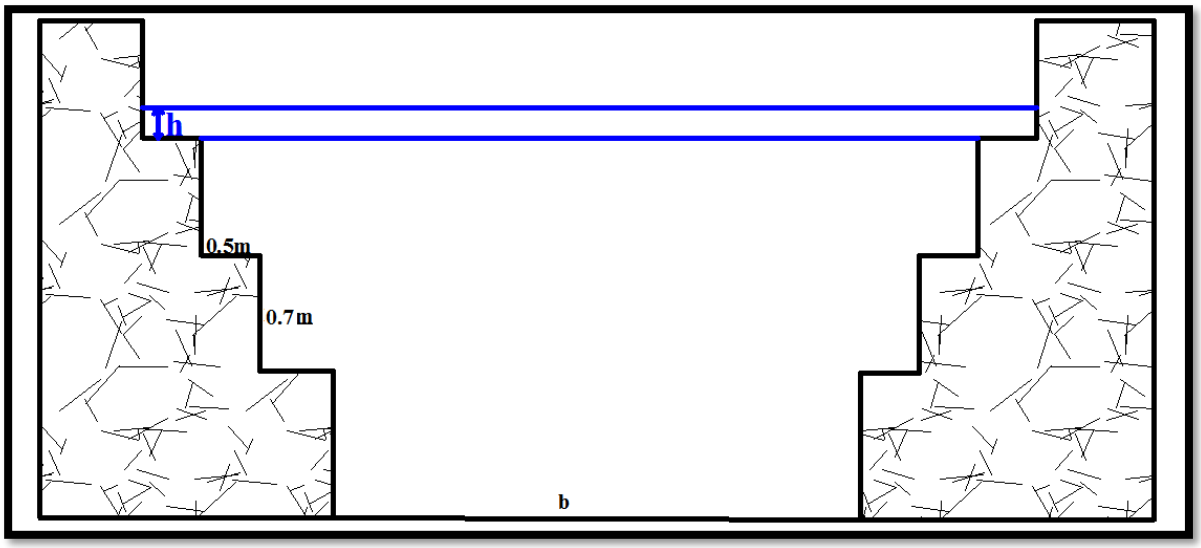


Figure 61 : section transversale du gabion à quatre escaliers.

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = 3.b + 3 + (b + 3).h$$
$$P = b + 9 + 2.h$$

Avec :
m : Le fruit des talus, m =1,
h : Le tirant d'eau maximum (pour Qmax), en m.
b : La largeur du canal, en m.
En remplaçant dans la formule de **Chezy** chaque terme avec ces valeurs on obtient

$$\frac{Q.n}{\sqrt{I}} = \frac{(3.b + 3 + (b + 3).h)^{\left(\frac{5}{3}\right)}}{(b + 9 + 2.h^{\left(\frac{2}{3}\right)}}$$

V.3.5 Résultat de dimensionnement :

V.3.5.1 Variante N°01 : Béton

On opte pour 3 sections telles que :

Tableau 45 : Sections d'aménagement de la variante 1.

Tronçon	De la section 3233.49 à la section 2533.49	De la section 2483.49 à la section 1183.49	De la section 1133.49 à la section 0
Pente (%)	0.62	0.58	0.5
Section	h=1.7m b= 80m m=1 n= 0.0133	h=1.7m b= 90m m=1 n= 0.0133	h=1.5m b= 100m m=1 n= 0.0133

Pour le calcul des volumes du béton, on prend une épaisseur de 10cm pour le canal en béton armé et de 5cm pour le béton de propreté.

Tableau 46 : Devis Quantitatif Estimatif de la variante 01.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
01	Remblai	M^3	10948.49	250,00	2737122.5
02	Déblai	M^3	92.654	450,00	41694.3
03	Transport des remblais	M^3	10792.99	50,00	539649.5
04	Béton de propreté	M^3	18228.16	6000,00	109368960
05	Béton armé	M^3	40456.32	45000,00	1820534400
Total TTC (incluant TVA 19%)					**2.300.533.973,00**

V.3.5.2 Variante N°02 : Gabionnage (4 escaliers)

On opte pour 2 sections telles que :

Tableau 47 : Sections d'aménagement de la variante 2.

Tronçon	De la section 3233.49 à la section 2533.49	De la section 2483.49 à la section 0
Pente (%)	0.62	0.58 et 0.5
Section	h=2.8m b= 40m m=1 n= 0.0250	h=2.8m b= 50m m=1 n= 0.0250

Tableau 48 : Devis Quantitatif et Estimatif de la variante 02).

N° d'ordre	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
01	Curage de l'oued et Evacuation derrière le gabion réalisé	M^2	130,000.00	500.00	65,000,000.00
02	Déblais en fouille en terrain normal pour gabion.	M^3	30,000.00	250.00	7,500,000.00
03	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique y/c foisonnement et toute sujétions de mise en Œuvre.	M^3	15,000.00	200.00	3,000,000.00
04	Mise en place de gabion en forme de caisses (largeur*hauteur*longueur) avec respect des normes technique de pose	M^3	50,000.00	5,000.00	250,000,000.00
Total TTC (incluant TVA 19%).					**387,345,000.00**

V.3.5.3 Variante N°03 : Mixte entre béton et gabionnage

On opte pour 4 sections telles que :

Tableau 49 Sections d'aménagement de la variante 3.

Tronçon	De la section 3233.49 à la section 2533.49	De la section 2483.49 à la section 183.49	De la section 133.49 à la section 0
Pente (%)	0.62	0.58	0.5
Section	h=2.8m b= 40m m=1 n= 0.0250 Gabionnage	h=1.7m b= 90m m=1 n= 0.0133 Béton	h=2.8m b= 50m m=1 n= 0.0250 Gabionnage

Tableau 50 Devis Quantitatif et Estimatif de la variante 03

N°	Désignation des travaux	Volume (m^3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
01	Remblai	10948.49	250.00	2737122.5
02	Déblai	92.654	450.00	41694.3
03	Transport des remblais	10792.99	50.00	539649.5
04	Béton propreté	11651.39	6000.00	69908340
05	Béton armé	24266.40	45000.00	1091988000
06	Mise en place de gabion en forme de caisses (largeur*hauteur*longueur) avec respect des normes technique de pose	25,000.00	5,000.00	125000000
Total TTC (incluant TVA 19%).				**1.535.355.619,00**

V.4. Choix de la variante d'aménagement

V.4.1. Critères d'évaluation

Pour le choix de la variante à retenir, il faut avoir recours à plusieurs paramètres :

-**Efficacité hydraulique :** correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.

-**Difficultés de réalisation.**

-**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 trois variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans avoir un débordement. Dans le tableau suivant nous montrons les critères de comparaison entre le béton armé et le gabion.

Tableau 51 Critères de comparaison entre le béton armé et le gabion.

Béton armé	Gabion
-Il présente une bonne solidité d'ensemble. -Bonne réputation du point de vue esthétique. **Mais :** -Plus cher que le gabion. -Faible résistance à l'abrasion. -Faible stabilité au renversement, due au poids propre non importants de la section du béton.	-Solide et durable. -Simple à réaliser. -Perméable et permet un drainage naturel. -Diminue la vitesse et dissipe l'énergie de l'eau. -Moins cher que le béton armé.

D'après le tableau précédant il est clair que le canal en gabion représente plus d'avantages que celui en béton armé. Donc on opte pour (Variante N°02) du canal en gabion.

CONCLUSION :

Pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de notre aménagement, les travaux d'entretien et de maintenance doivent être pris en vigueur. De ce fait l'aménagement d'OUED EL MALLEH sera réalisé en gabions.

CHAPITRE VI :
Organisation de chantier.

Chapitre VI: Organisation de chantier

INTRODUCTION :

L'organisation de chantier est une démarche visant à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Elle permet d'organiser les travaux et de choisir les engins nécessaires influençant sur les coûts et le délai d'exécution du projet.

VI.1 Généralités :

VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

L'équipe de réalisation d'un projet est composée principalement par :

VI.1.1 Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage doit assumer certaines responsabilités, par exemple :

- ♦ Gérer la réalisation du projet.
- ♦ Transmettre l'information pertinente relative au projet.
- ♦ Remplir les obligations établies par les documents contractuels.
- ♦ Assurer la coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats et la réalisation des travaux.
- ♦ Prendre possession du projet.

VI.1.2 Maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maitre d'ouvrage pour concevoir l'ouvrage tout en assurant le contrôle de l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

VI.1.3 L'entreprise :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

- ♦ Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- ♦ Gérer les coûts et les travaux.
- ♦ Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- ♦ Répondre aux obligations établies par les documents contractuels
- ♦ Réaliser les travaux définis dans son contrat.

VI.1.4 Définitions des engins utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Tableau 52 Engins utilisés.

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

VI.2 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- ♦ Prix unitaire des terrassements.
- ♦ Prix unitaire de fourniture et pose de (gabionnage, tout venant).

Le tableau suivant donne les montants de réalisation de la variante retenue :

Tableau 53 Devis quantitatif et estimatif

N° d'ordre	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
01	Curage de l'oued et Evacuation derrière le gabion réalisé	M^2	130,000.00	500.00	65,000,000.00
02	Déblais en fouille en terrain normal pour gabion.	M^3	30,000.00	250.00	7,500,000.00
03	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique y/c foisonnement et toute sujétions de mise en Œuvre.	M^3	15,000.00	200.00	3,000,000.00
04	Mise en place de gabion en forme de caisses (largeur*hauteur*longueur) avec respect des normes technique de pose	M^3	50,000.00	5,000.00	250,000,000.00
Total TTC (incluant TVA 19%).					**387,345,000.00**

VI.3 Planification des travaux :

VI.3.1 Définition :

C’est l’activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c’est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

- L’installation des postes de travail.
- L’observation instantanée.
- L’analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- La simplification des méthodes.

VI.3.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

VI.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

a- Définition :

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

♦ Réseau à flèches : L’opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

L'opération A précède l'opération B.

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



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

b- Construction du réseau :

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

♦Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

♦Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

♦Construction des graphes partiels.
♦Regroupement des graphes partiels.
♦Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
♦Construction du réseau.

c- Différentes méthodes basées sur le réseau :

♦ Méthode C.P.M (Critical Path Method) : L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

1 ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
2 ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

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

♦ Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical): C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VI.3.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

a- Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

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

b- Méthode à barres :

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

VI.3.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.3.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

VI.3.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.3.3.3 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.4 Choix de la méthode de calcul :

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

VI.3.4.1 Paramètres de calcul dans la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération tel que :

DFP = DCP + tr

DCPP = DFPP – tr

VI.3.4.2 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

MT = 0 et Σtrcc=DTP

VI.3.5 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

♦Les différentes tâches à envisager.

♦La date de début et la date de fin de chaque tâche.
♦La durée escomptée de chaque tâche.
♦Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
♦La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

VI.3.6. Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation de l'opération	Code	Durée (jr)
Installation du chantier	**A**	**15**
Travaux de terrassements	**B**	**60**
Compactage	**C**	**20**
Pose du géotextile	**D**	**30**
Pose de gabion	**E**	**120**
Déménagement du chantier	**F**	**15**

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

Tableau 55 : Succession des taches.

Opération	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	/

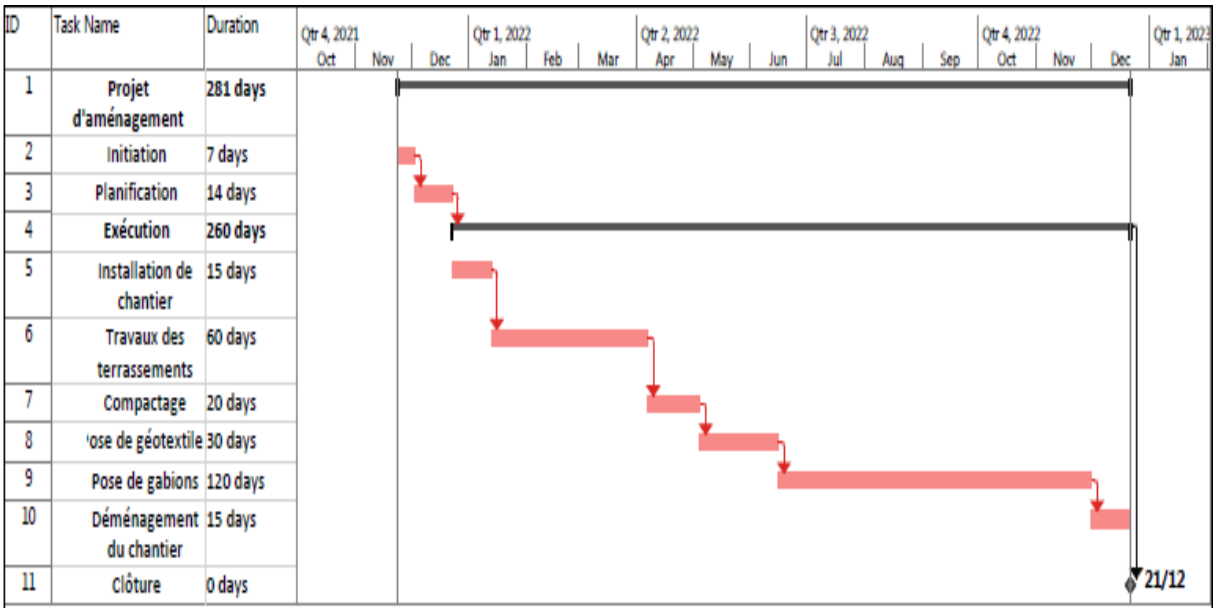


Figure 62 : Diagramme de GANTT.

CONCLUSION :

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement d'Oued EL MALLEH est de 387,345,000.00 DA pour un délai de réalisation de 9 mois et 11 jours.

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

Nous avons scindé notre travail en quatre phases essentielles. La première a consisté en l'analyse des données topographiques et la localisation des zones critiques et les points noirs d'OUED EL MALLEH de la ville REBAIA.

Par la suite, dans la deuxième phase, nous avons fait toute une procédure de l'étude hydrologique en terminant notre calcul par la détermination du de crue débit qui sera utilisé dans le dimensionnement de notre aménagement.

Ensuite on a disposé un levé topographique géo-référencé permettant aux projeteurs d'identifier tous les éléments susceptibles de conditionner notablement le projet de l'aménagement d'OUED EL MALLEH de la ville de **REBAIA.**

Dans la dernière phase le calcul hydraulique se fait pour trois variantes : aménagement en béton avec une section trapézoïdale et endiguement en gabion sous forme d'escalier et un aménagement mixte, on a déterminé tous les paramètres pour avoir un meilleur dimensionnement.

Références bibliographiques

WH **Graf**, MS **Altinakar** – **2000** Hydraulique fluviale: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple.

Y. **Nedelec**, C. **Kao**, C. **Chaumont**. Réduction des transferts de crues dans les bassins versants agricoles fortement drainés **1998**.

GJ Arcement, **VR Schneider** – 1989 **Guide** for **selecting Manning's roughness coefficients** for natural channels and flood plains.

DEGOUTTE Gérard, 2002. PETITS BARRAGES : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref, 2002. ISBN 2-85362-551-6 GUMBEL, 1958.

Djoudar/Hallal Dahbia et Toubal AC., 2012. Contribution à l'étude de la pollution des eaux souterraines : Cas de la nappe du Haut Chellif. Bulletin du Service Géologique National de l'Algérie (SGA), ANGCM, Vol. 23, N°1, pp 71-83, 2012.

RANGER, Nicola, HALLEGATTE, Stéphane, BHATTACHARYA, Sumana. et al., 2011. An assessment of the potential impact of climate change on flood risk in Mumbai. Climatic Change 104, 139–167 (2011).

Touaibia Bénina, 2004. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p.

U.S. Army Corps of Engineers, 2016a. HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 5.0. 960p. Février 2016.

USACE Engineering and Design; Hydraulic design of Spillway, Engineer ManualEM 1110–2–1603, January 1990.

Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES.

BACHI, MOHAMED (2011) . Problematique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomeration de Sidi Bel Abbes.

BENNIS, Saad (2009) . Hydraulique et hydrologie. PUQ.,2ème Edition.

ANNEXES :

Présentation du logiciel HEC-HMS:

HEC-HMS est un logiciel de modélisation hydrologique de la transformation de la pluie en débit, Afin de simuler le comportement hydrologique d'un Bassin Versant (BV), le logiciel HEC-HMS prend en compte les différents paramètres suivants:

- Les précipitations: ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'évènements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des évènements pluvieux théoriques basés sur une étude statistique.

- Les pertes (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du BV.

- Les ruissellements directs qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.

- L'hydrologie fluviale, c'est à dire le comportement de l'eau lorsqu'elle se trouve dans le lit de la rivière.

Ces différents paramètres sont ensuite modélisés mathématiquement par un ensemble d'équations qui permettent d'obtenir la réponse du système hydrogéologique global à un changement de conditions hydrométéorologiques

Présentation du logiciel HEC-RAS:

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers. Il s'agit d'une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant une interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrée, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. La version 4.1 de HEC-RAS permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Avec HEC-RAS, un ensemble de fichiers, que l'on nomme Projet, sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau. Une terminologie particulière est employé e pour définir chacune de ces composantes. Les définitions sont présentées à la page suivante et la figure ci-dessous illustre la hiérarchie des fichiers d'un projet.

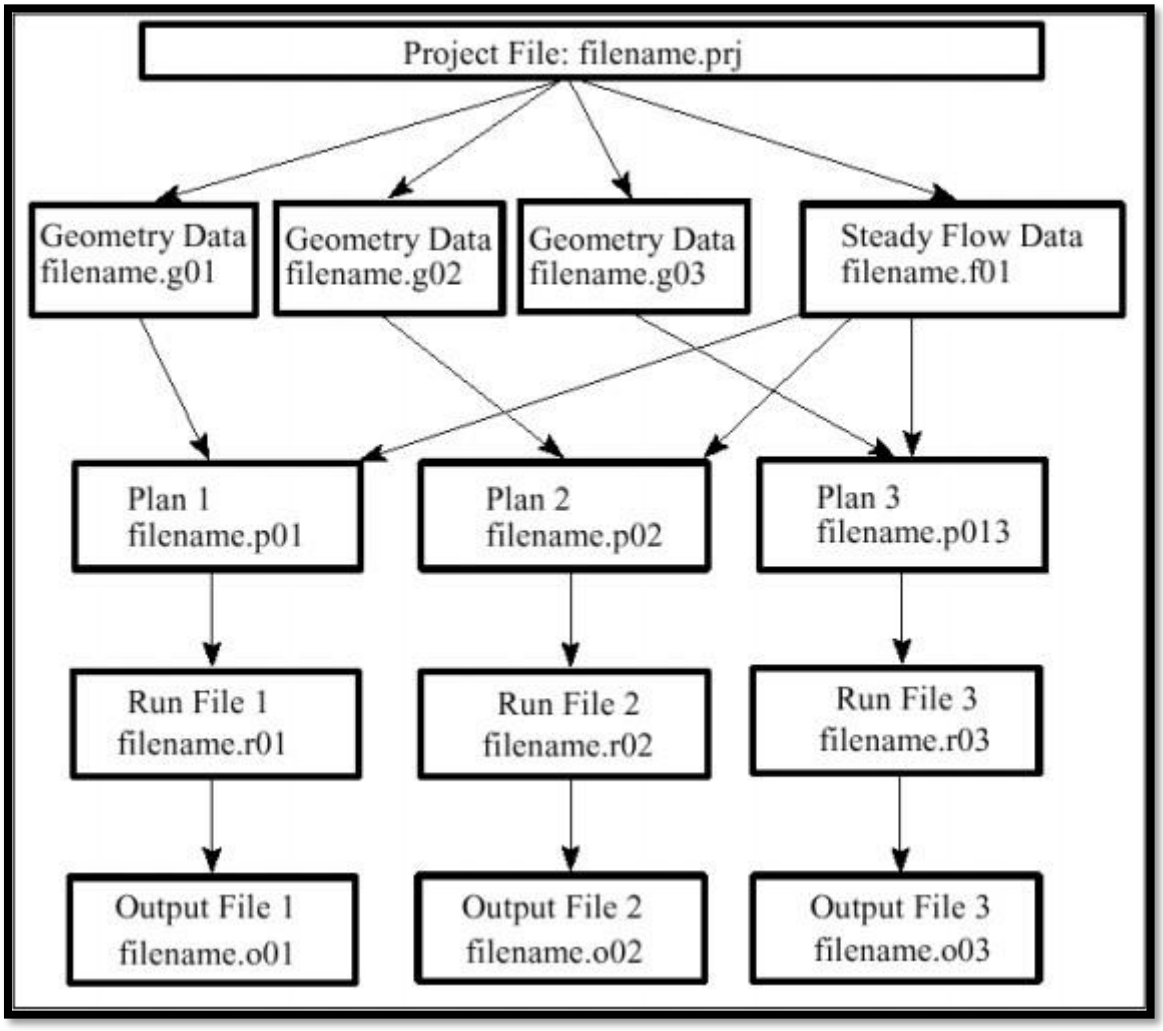


Figure 63 : Schéma des fichiers d'un projet sur HEC-RAS.

Tableau 56 : Résultats de la simulation sur HEC-RAS

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev	W.S. Elev	Vel Head	Frctn Loss	C & E Loss	Q Left	Q Channel	Q Right	Top Width
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m)
Oued EL MALLEH	3233.49	PF 1	806.4	806.25	0.14	0.17	0.01	260.54	304.37	19.75	95.6
Oued EL MALLEH	3133.49	PF 1	806.22	806.01	0.21	0.33	0.01	1.46	583.2		100
Oued EL MALLEH	3083.49*	PF 1	805.87	805.71	0.17	0.36	0.01	20.1	541.8	22.76	100
Oued EL MALLEH	3033.49	PF 1	805.5	805.37	0.13	0.09	0	60.42	483.95	40.3	100
Oued EL MALLEH	2983.49*	PF 1	805.41	805.29	0.12	0.06	0	103.12	424.64	56.9	100
Oued EL MALLEH	2933.49	PF 1	805.34	805.23	0.11	0.33	0	151.62	363.99	69.05	100
Oued EL MALLEH	2883.49*	PF 1	805.01	804.91	0.1	0.24	0	101.67	436.66	46.33	100

Oued EL MALLEH	2833.49	PF 1	804.77	804.67	0.1	0.22	0	50.18	511.51	22.96	100
Oued EL MALLEH	2783.49*	PF 1	804.55	804.44	0.11	0.32	0	96.01	483.03	5.62	100
Oued EL MALLEH	2733.49	PF 1	804.22	804.09	0.13	0.38	0	153.45	431.11	0.1	100
Oued EL MALLEH	2708.49*	PF 1	803.84	803.68	0.16	0.36	0	92.35	492.31		85.72
Oued EL MALLEH	2683.49	PF 1	803.48	803.27	0.21	0.77	0.02	31.73	552.93		76.63
Oued EL MALLEH	2633.49	PF 1	802.7	802.31	0.38	0.27	0.01	206.64	378.02		57.99
Oued EL MALLEH	2533.49	PF 1	802.42	802.07	0.35	0.36	0	28.5	528.1	28.06	61.38
Oued EL MALLEH	2483.49*	PF 1	802.06	801.68	0.38	0.43	0.01	29.01	543.97	11.68	62.16
Oued EL MALLEH	2433.49	PF 1	801.63	801.19	0.44	0.47	0.01	28.36	553.73	2.57	62.4
Oued EL MALLEH	2383.49*	PF 1	801.15	800.74	0.4	0.39	0.03	52.92	523.49	8.24	68.97
Oued EL MALLEH	2333.49	PF 1	800.72	800.41	0.31	0.33	0	79.87	455.41	49.38	81.92
Oued EL MALLEH	2283.49*	PF 1	800.4	800.06	0.34	0.23	0.03	186.33	324.3	74.04	85.57
Oued EL MALLEH	2233.49	PF 1	800.13	799.9	0.24	0.16	0	233.07	171.47	180.12	100
Oued EL MALLEH	2208.49*	PF 1	799.97	799.75	0.22	0.13	0.01	295.86	130.52	158.28	100
Oued EL MALLEH	2183.49	PF 1	799.83	799.63	0.2	0.2	0	355.8	88.03	140.82	100
Oued EL MALLEH	2133.49	PF 1	799.64	799.43	0.2	0.15	0.02	86.89	483.06	14.71	100
Oued EL MALLEH	2033.49	PF 1	799.46	799.33	0.12	0.16	0.01	104.66	454.04	25.96	100
Oued EL MALLEH	1933.49	PF 1	799.29	799.19	0.1	0.37	0	131.22	400.15	53.29	100
Oued EL MALLEH	1883.49*	PF 1	798.92	798.79	0.13	0.45	0	44.19	444.26	96.21	100
Oued EL MALLEH	1833.49	PF 1	798.46	798.3	0.16	0.49	0	1.9	448.23	134.53	99.1
Oued EL MALLEH	1783.49*	PF 1	797.97	797.81	0.16	0.54	0	9.45	460.93	114.28	100
Oued EL MALLEH	1733.49	PF 1	797.43	797.25	0.18	0.19	0	14.2	475.35	95.11	100
Oued EL MALLEH	1683.49*	PF 1	797.24	797.07	0.18	0.19	0	37.54	473.3	73.82	100
Oued EL MALLEH	1633.49	PF 1	797.06	796.88	0.17	0.16	0	68.61	467.2	48.85	100
Oued EL MALLEH	1583.49*	PF 1	796.89	796.72	0.17	0.14	0	74.82	394.69	115.15	100

Oued EL MALLEH	1533.49	PF 1	796.75	796.59	0.16	0.14	0	82.9	337.27	164.49	100
Oued EL MALLEH	1483.49*	PF 1	796.61	796.44	0.18			78.25	312.75	193.66	100
Oued EL MALLEH	1450		Culvert								
Oued EL MALLEH	1433.49	PF 1	796.31	796.05	0.26	0.16	0.03	46.12	301.73	236.82	100
Oued EL MALLEH	1383.49*	PF 1	796.12	795.96	0.16	0.1	0.01	83.64	302.79	198.22	100
Oued EL MALLEH	1333.49	PF 1	796.01	795.89	0.13	0.1	0	57.79	340.26	186.61	100
Oued EL MALLEH	1283.49*	PF 1	795.91	795.75	0.16	0.18	0.02	62.99	359.85	161.82	97.7
Oued EL MALLEH	1233.49	PF 1	795.71	795.38	0.33	0.23	0.03	18.16	500.07	66.43	68.69
Oued EL MALLEH	1183.49*	PF 1	795.45	795.21	0.24	0.14	0.03	26.81	443.62	114.22	97.28
Oued EL MALLEH	1133.49	PF 1	795.28	795.14	0.14	0.12	0	84.21	372.89	127.56	100
Oued EL MALLEH	1083.49*	PF 1	795.15	794.99	0.17			136.82	365.42	82.42	99.89
Oued EL MALLEH	1045		Culvert								
Oued EL MALLEH	1033.49	PF 1	795.01	794.82	0.19	0.3	0.01	199.63	337.57	47.46	91.83
Oued EL MALLEH	983.49*	PF 1	794.7	794.54	0.16	0.2	0.01	250.64	260.34	73.69	99.68
Oued EL MALLEH	933.49	PF 1	794.49	794.37	0.12	0.29	0.02	251.42	211.78	121.46	100
Oued EL MALLEH	883.49*	PF 1	794.18	793.89	0.29	0.39	0	177.82	406.84		58.98
Oued EL MALLEH	833.49	PF 1	793.79	793.48	0.31	0.31	0		584.66		57.13
Oued EL MALLEH	783.49*	PF 1	793.47	793.14	0.34	0.25	0.04	2.14	582.52		61.02
Oued EL MALLEH	733.49	PF 1	793.18	792.98	0.2	0.25	0.01	4.79	579.87		72.98
Oued EL MALLEH	683.49*	PF 1	792.92	792.6	0.32	0.39	0.01	8.82	575.84		67.84
Oued EL MALLEH	633.49	PF 1	792.52	792.11	0.42	0.49	0	12.09	572.57		58.13
Oued EL MALLEH	583.49*	PF 1	792.03	791.59	0.44	0.32	0.08	33.28	551.38		66.58
Oued EL MALLEH	533.49	PF 1	791.63	791.45	0.18	0.2	0	32.81	551.85		100
Oued EL MALLEH	483.49*	PF 1	791.42	791.26	0.16	0.19	0	13.24	571.42		100
Oued EL MALLEH	433.49	PF 1	791.23	791.08	0.15	0.18	0		584.66		100

Oued EL MALLEH	**383.49***	**PF 1**	**791.05**	**790.88**	**0.17**	**0.19**	**0**	**79.55**	**498.86**	**6.25**	**100**
Oued EL MALLEH	**333.49**	**PF 1**	**790.86**	**790.67**	**0.19**	**0.26**	**0.01**	**161.99**	**406.81**	**15.86**	**100**
Oued EL MALLEH	**283.49***	**PF 1**	**790.59**	**790.27**	**0.32**	**0.29**	**0.02**	**221.29**	**363.08**	**0.29**	**100**
Oued EL MALLEH	**233.49**	**PF 1**	**790.28**	**790.02**	**0.26**	**0.25**	**0.01**	**182.42**	**402.24**		**76.43**
Oued EL MALLEH	**183.49***	**PF 1**	**790.03**	**789.8**	**0.23**	**0.18**	**0.03**	**134.9**	**449.75**	**0.01**	**100**
Oued EL MALLEH	**133.49**	**PF 1**	**789.81**	**789.68**	**0.13**	**0.11**	**0**	**45.28**	**539.38**		**100**
Oued EL MALLEH	**83.49***	**PF 1**	**789.7**	**789.57**	**0.13**	**0.1**	**0**	**138.48**	**446.18**		**100**
Oued EL MALLEH	**33.49**	**PF 1**	**789.6**	**789.47**	**0.13**	**0.15**	**0.01**	**221.37**	**363.29**		**100**
Oued EL MALLEH	**16.745***	**PF 1**	**789.43**	**789.16**	**0.27**			**5.88**	**578.78**		**87.04**
Oued EL MALLEH	**10**		**Culvert**								
Oued EL MALLEH	**0**	**PF 1**	**788.57**	**787.54**	**1.04**				**584.66**		**62.08**

Tableau 57 Valeurs de n de Manning.

Cas d'un cours d'eau naturels.

Type de canal et description	Minimum	Normal	Maximum
1. Canaux principaux			
a. Propres, droits, pleins, sans failles ni fosses profondes	0.025	0.030	0.033
b. Identique au précédent, mais plus de pierres et de mauvaises herbes	0.030	0.035	0.040
c. Propre, sinueux, quelques fosses et hauts-fonds	0.033	0.040	0.045
d. Identique au précédent, mais quelques herbes et pierres.	0.035	**0.045**	0.050
e. Identique au précédent, paliers inférieurs, pentes et sections plus inefficaces	0.040	0.048	0.055
f. Identique à "d" mais plus de pierres	0.045	0.050	0.060
g. Bords lents, mauvaises herbes, bassins profonds.	0.050	0.070	0.080
h. Bords de rivière très envahis par les mauvaises herbes, bassins profonds ou canaux de dérivation avec des peuplements denses de bois et de broussailles.	0.070	0.100	0.150
2. Plaines d'inondation			
a. Pâturage sans broussailles			
1. Herbe courte	0.025	0.030	0.035
2. Herbe haute	0.030	0.035	0.050
b. Zones cultivées			
1. Pas de culture	0.020	0.030	0.040
2. Cultures en ligne matures	0.025	0.035	0.045
3. Cultures de plein champ matures	0.030	0.040	0.050

c. Broussailles			
1. Broussailles éparses, mauvaises herbes lourdes	0.035	0.050	0.070
2. Broussailles légères et arbres, en hiver	0.035	0.050	0.060
3. Broussailles légères et arbres, en été	0.040	0.060	0.080
4. Broussailles moyennes à denses, en hiver	0.045	0.070	0.110
5. Broussailles moyennes à denses, en été	0.070	0.100	0.160
d. Arbres			
1. Terrain défriché avec souches d'arbres, pas de pousses.	0.030	0.040	0.050
2. Identique au précédent, mais avec de fortes pousses	0.050	0.060	0.080
3. Forte densité de bois, peu d'arbres abattus, peu de sous-bois, écoulement sous les branches	0.080	0.100	0.120
4. Identique au précédent, mais avec un écoulement dans les branches	0.100	0.120	0.160
5. Saules denses, été, droits	0.110	0.150	0.200
3. Cours d'eau de montagne, pas de végétation dans le chenal, berges généralement abruptes, avec des arbres et des broussailles sur les berges submergées.			
a. Fond : graviers, galets, et quelques blocs rocheux	0.030	0.040	0.050
b. Fond : galets avec de gros blocs rocheux	0.040	0.050	0.070

Cas des canaux revêtus ou construits

Type de canal et description	Minimum	Normal	Maximum
1. Béton			
a. Finition à la truelle	0.011	0.013	0.015
b. Finition à la taloche	0.013	0.015	0.016
c. Fini, avec fond de gravier	0.015	0.017	0.020
d. Non fini,	0.014	0.017	0.020
e. Gunite, bonne section	0.016	0.019	0.023
f. Gunite, section ondulée	0.018	0.022	0.025
g. Sur une bonne roche excavée	**0.017**	**0.020**	
h. Sur roche excavée irrégulière	0.022	0.027	
2. La taloche de fond en béton est finie avec des côtés de :			
a. Pierre dressée au mortier	0.015	0.017	0.020
b. Pierre aléatoire en mortier	0.017	0.020	0.024
c. Maçonnerie de moellons de ciment, plâtrée	0.016	0.020	0.024
d. Maçonnerie de moellons de ciment	0.020	0.025	0.030
e. Moellons secs sur enrochement	0.020	0.030	0.035
3. Fond de gravier avec des côtés de :			
a. Béton moulé	0.017	0.020	0.025
b. Pierre aléatoire en mortier	0.020	0.023	0.026
c. Moellons secs ou enrochements	0.023	0.033	0.036
4. Brique			
a. Vitrée	0.011	0.013	0.015
b. En mortier de ciment	0.012	0.015	0.018
5. Métal			
a. Surfaces lisses en acier	0.011	0.012	0.014
b. Métal ondulé	0.021	0.025	0.030

6. Asphalte a. Lisse b. Grossier	0.013 0.016	0.013 0.016	
7. Couverture végétale	0.030		0.500

Cas des canaux excavés ou dragué

Type de canal et description	Minimum	Normal	Maximum
1. Terre, droite et uniforme			
a. Propre, récemment achevé	0.016	**0.018**	0.020
b. Propre, après altération	0.018	0.022	0.025
c. Gravier, section uniforme, propre	0.022	0.025	0.030
d. Avec herbe courte, peu de mauvaises herbes	0.022	0.027	0.033
2. Terre, sinueux et léthargique			
a. Pas de végétation	0.023	0.025	0.030
b. Herbe, quelques mauvaises herbes	0.025	0.030	0.033
c. Adventices denses ou plantes aquatiques dans les canaux profonds	0.030	0.035	0.040
d. Fond de terre et côté des gravats	0.028	0.030	0.035
e. Fond pierreux et berges envahies de mauvaises herbes	0.025	0.035	0.040
f. Fond de galets et berges propres	0.030	0.040	0.050
3. Drague-excavée ou draguée	0.025	0.028	0.033
a. Pas de végétation	0.035	0.050	0.060
b. Broussailles légères sur les berges			
4. Coupes de roche			
a. Lisse et uniforme	0.025	0.035	0.040
b. En dents de scie et irrégulières	0.035	0.040	0.050
5. Canaux non entretenus, mauvaises herbes et broussailles			
a. Fond propre, broussailles sur les côtés	0.040	0.050	0.080
b. Même chose que ci-dessus, stade d'écoulement le plus élevé	0.045	0.070	0.110
c. Adventices denses, stade le plus élevé de l'écoulement	0.050	0.080	0.120
d. Broussailles denses, stade élevé	0.080	0.100	0.140

LISTE DES PLANCHES

Planche n°1 : Vue en plan de l'oued EL MALLEH avec les zones inondables.

Planche n°2 : Découpage de sous bassin (ARC-GIS).

Planche n°3 : Profil en long d'oued EL-MALLEH.

Planche n°4 : Profils en travers avec l'aménagement.

LISTE DES ABREVIATIONS

O.R.S.T.O.M : Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D.).
ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
Kh : Indice de compacité de Horton.
Kc : Coefficient de Gravelius.
A : L'air du bassin versant (Km2).
Hmoy : Altitude moyenne(m).
Ig : indice de pente globale.
Im : pente moyenne.
Dd : Densité de drainage (Km/Km²).
Ca: Coefficient d'allongement.
Tc : temps de concentration (heures).
Vr : Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h).
Pmoy : précipitations moyennes mensuelle (mm).
Tmoy : Température moyenne mensuelle (°C).
Pj max : précipitations journalières maximale(mm).
Lcp : longueur du talweg principale (km).
Ql : débit de crue (m3/s).
L : langueur du tronçon (m).
b : largeur du canal (m).
S : surface mouillé (m2).
P : périmètre mouillé (m).
Rh : rayon hydraulique (m).
Hcr : hauteur critique (m).
fr : nombre de Froude.