



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE**

**THEME**

**Etude de protection de la commune de TESSALA EL  
MERDJA (Wilaya d'Alger) contre les inondations**

**Présenté par**

**LEKKAM Anfel**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr. ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
Mr. M. TOUMISamir	M.C.B	Examineur
Mme. HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
Mr.M.BENSALAH	M.C.A	Promoteur

## ***REMERCIEMENT***

*En premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail*

*Je remercie fortement mon promoteur Mr **M.BENSALAH** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail*

*Mes remerciements et mon respect aux **membres du jury** qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.*

## *Dédicace*

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à*

*Ma très chère mère AIDA, source d'amour et de tendresse*

*Pour tous ses sacrifices et ses soutiens moraux et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie particulièrement à*

*Mon père, qui est et restera toujours mon idole pour la vie.*

*Que dieu le tout puissant l'accueille en son vaste paradis, que rien ni personne ne pourra combler le vide qu'il a laissé dans ma vie.*

*Je le dédie aussi à*

*Mes sœurs LOUIZA et IMENE et mon frère KHEIREDDINE.*

*Pour l'amour qu'ils me portent, le soutien moral et les prières de réussite.*

*Tous mes amis*

*Pour tous les moments de joie et de bonheur que nous avons partagé.*

*Spécialement AICHEBELKACEM Qui m'a aidé du mieux qu'il a pu et a donné le meilleur de lui dans l'élaboration de ce travail.*

*Je le dédie à tous ceux que ma plume a oubliés mais qui sont dans mon cœur.*

*LEKKAM Anfel*

## ملخص

يتعلق عملنا هذا في مكافحة الفيضانات المتواجدة بمدينة تسالة المرجة بولاية الجزائر التي تتسبب فيها الوديان التالية : "واد التليته, واد جغلاي طيب وواد المرجة". تمثل هذه الظاهرة خطرا كبيرا على السكان وعلى جميع المزارعين وهذا يقودنا إلى اقتراح نظام تهيئة الأودية .

الهدف من دراستنا هذه هو تقدير المنسوب المائي للفيضانات لكل نهر، وكذلك دراسة رد فعل المجاري المائية الطبيعية وإنشاء خريطة المناطق الفيضية بواسطة البرامج الآتية : HEC RAS , civil 3D من اجل القيام بدراسة تقنيا واقتصاديا وحتى جماليا ، ثم الخروج بعد ذلك بالحلول الأكثر ملاءمة واقتصادية للمنشآت المقترحة لكل نهر مع تحديد تكاليف وفترة تنفيذ هذا المشروع.

**الكلمات المفتاحية :** الفيضانات، مكافحة، المشاريع المائية، أودية، الحلول.

## Résumé

Notre travail porte sur la lutte contre les inondations de la ville de TESSALA EL MERDJA wilaya d'ALGER causées par les différents oueds «THLETA. DJOUGHHLALI TAYEB, et EL MERDJA ». Ce phénomène présente un grand danger aux habitants et sur tous pour les agriculteurs, cela nous conduit à proposer un système d'aménagement des cours d'eau. L'objectif de notre étude est d'estimer le niveau d'eau des inondations pour chaque rivière, ainsi que l'étude de la réponse des cours d'eau naturels et de produire la carte des zones inondables en utilisant ces deux logiciels : HEC-RAS, civil 3D afin d'étudier les variantes proposées sur l'échelle technico-économie pour chaque tronçon. Ensuite, on essaye de choisir les solutions les plus appropriées techniquement, économiquement et esthétiquement. En fin on détermine le coût et le délai de réalisation de ce projet.

**Mots clés :** Inondation, Protection, Aménagement, oueds, solutions.

## Abstract

This work focuses on the protection against floods of the town TESSALA EL MERDJA located in ALGIERS. These floods are caused by the different wadis "THLETA, DJOUGHHLALI TAYEB and EL MERDJA". This phenomenon presents a great danger to the inhabitants and especially to the farmers. This led us to propose a system of landscaping of the wadis. The objective of our study is to estimate the flood water level for each wadi, to study natural watercourses reaction, to produce the floodplain map using the following Softwares: HEC-RAS and civil 3D, in order to study the variants proposed on the techno-economic scale for each section and to choose the most appropriate solutions, technically, economically and aesthetically. Finally, the cost and time required to complete this project are determined.

**Key words:** Floods, Protection, Landscaping, wadis, solutions.

## SOMMAIRE

### INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

### CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES INONDATIONS .....

INTRODUCTION .....	2
I.1 Concept du risque .....	2
I.1.1. Définition .....	2
I.1.2. Classification des risques majeurs .....	3
I.2. Les inondations .....	3
I.3. Les crues .....	3
I.4. Un cours d'eau .....	4
I.4.1. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau .....	5
I.5. Mécanismes de l'inondation.....	6
I.6.Types d'inondations.....	6
I.7.Causes et origines des inondations .....	8
I.8. Les conséquences des inondations.....	9
I.9. Les inondations en Algérie .....	9
I.9.1. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie .....	9
I.9.2. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie .....	10
I.10. Protection contre les crues .....	13
CONCLUSION.....	13

### CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION .....	14
II.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	14
II.2.CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN .....	15
II.2.1. Géologie .....	15
II.2.2. Sismicité de la région .....	17
II.3. SITUATION CLIMATIQUE .....	18
II.3.1. Précipitations .....	18
II.3.2. Température .....	20
II.3.3.Humidité de l'air .....	21
II.3.4.Le régime des vents .....	21
II.3.5. L'insolation .....	22
II.3.6.Evapotranspiration .....	22
II.4.ENVIRONNEMENT DE LA COMMUNE.....	23
II.5.DEMOGRAPHIE DE LA COMMUNE .....	23
CONCLUSION.....	24

### CHAPITRE III: ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION .....	25
III.1. CARACTERISATION DU BASSIN VERSANT .....	25
III.1.1. Bassin versant .....	25

III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant ..	25
III.1.1.2. Caractéristiques morpho-métriques .....	26
III.1.1.3. Caractéristiques du relief.....	28
III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins .....	38
III.2. ETUDE DES PRECIPITATIONS .....	46
III.2.1. Pluviométrie .....	46
III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin .....	46
III.2.1.2. Estimation des Pluies maximales journalières .....	47
III.2.1.3. Pluies de courtes durées différentes fréquences et leurs intensités .....	57
III.3. ETUDE DES APPORTS (LABORDE, 2003).....	60
III.3.1. Détermination des apports liquides moyennes interannuels .....	60
III.3.2. Etude des caractéristiques de l'écoulement.....	62
III.4. ETUDE DES CRUES.....	65
III.4.1. Détermination des débits maximums fréquents .....	65
III.4.2. Détermination des débits maximums fréquents par les formules empiriques.....	66
III.4.2.1. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode du GRADEX.....	68
III.4.3. Hydrogrammes de crue.....	73
III.5. ETUDE DES APPORTS SOLIDES .....	80
CONCLUSION .....	82

## CHAPITRE IV : ETUDE HYDRAULIQUE

INTRODUCTION .....	83
IV.1. ETATS DES LIEUX .....	83
IV.2. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES .....	88
IV.3. MODELISATION DE L'ECOULEMENT .....	89
IV.4. DELIMITATION DES ZONES INONDABLES .....	98
CONCLUSION .....	99

## Chapitre V : ETUDE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

INTRODUCTION .....	101
V.1 PRINCIPE D'AMENAGEMENT .....	101
V.1.1 Les différents types d'aménagements envisageables.....	101
V.1.1.1 Curage .....	101
V.1.1.2 Recalibrage .....	102
V.1.1.3 Réalisation des canaux .....	102
V.1.1.4 Protection des berges .....	102
V.1.1.5 Création des canaux périphériques .....	102
V.1.2. RAPPEL DU DEBIT DE PROJET .....	102
V.1.3. LES FORMULES DE DIMENSIONNEMENT DES CANAUX .....	102
V.1.4. CHOIX DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT .....	103
V.1.4.1. La pente du projet .....	103
V.1.4.2. Coefficient de rugosité.....	103
V.1.4.3. Vitesse d'érosion .....	104

V.1.4.4. REVANCHE DES CANAUX : .....	104
V.2 ETUDE DES VARIANTES .....	104
V.2.1. PREMIERE VARIANTE : CANAL EN BETON ARME .....	105
V.2.1.1 Dimensionnement .....	105
V.2.1.2 Paramètres de l'écoulement .....	105
V.2.1.3 Estimation du coût de la variante .....	107
V.2.2. Deuxième Variante : Canal mixte gabion et béton armé.....	108
V.2.2.1. Dimensionnement.....	109
V.2.2.2. Les paramètres d'écoulements .....	110
V.2.2.3. Estimation du coût de la variante.....	114
V.3. CHOIX DE LA VARIANTE D'AMENAGEMENT .....	114
V.3.1. La variante choisie.....	114
V.3.2. La variante choisie.....	114
CONCLUSION.....	117

## CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION .....	116
I.1. Organisation de chantier.....	116
I.1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	116
VI.1.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	116
I.1.2. 1. Installations destinées au personnel.....	116
VI.1.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux .....	117
VI.1.2.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	117
VI.1.2.4. Installation destinée pour la préfabrication .....	117
VI.1.3. Les moyens de chantier.....	117
VI.1.4. Devis quantitatif et estimatif du projet .....	118
VI.2. Planification .....	119
VI.2.2. Techniques de la planification .....	119
VI.2.3. Les étapes de la planification.....	121
VI.3. Choix de la méthode de calcul .....	121
VI.3.1. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	121
VI.3.2. Chemin critique (C.C) .....	122
VI.3.2. Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	122
VI.3.2.1. Détermination des chemins critiques .....	124
CONCLUSION.....	125

## CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE .....	126
---------------------------	-----

## BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	128
ANNEXES.....	129
ANNEXE 1 .....	130
ANNEXE 2 .....	131
ANNEXE 3 .....	131

## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>Tableau II.1. Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik.....</b>	<b>21</b>
<b>Tableau II.2. Les températures mensuelles de la station de Dar El Beida.....</b>	<b>22</b>
<b>Tableau II.3. Humidités relatives mensuelles en % (station de Dar el Beida).....</b>	<b>23</b>
<b>II.3.4. Le régime des vents.....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II.4. Vitesses du vent mensuelles en m/s (Station de Dar el Beida).....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II.5. Durées moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour (Station de Dar el Beida).....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II.6. Répartition mensuelle de l'évapotranspiration à Dar El Beida.....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II.7. Population de la commune de TESSALA EL MERDJA (2008 - 2020).....</b>	<b>25</b>
<b>Tableau III.1. Caractéristiques morphologiques des sous bassins.....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau III.2. Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin1.....</b>	<b>32</b>
<b>Tableau III.3. Paramètres Hypsométriques du sous bassin 2.....</b>	<b>33</b>
<b>Tableau III.4. Paramètres Hypsométriques du sous bassin 3.....</b>	<b>34</b>
<b>Tableau III. 5 Les résultats de calcul d'altitude des trois sous bassin.....</b>	<b>36</b>
<b>Tableau III .6 Classification du relief (O.R.S.T.O.M).....</b>	<b>36</b>
<b>Tableau III.7. Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....</b>	<b>37</b>
<b>Tableau III 8. Les longueurs des cours d'eau principales.....</b>	<b>37</b>
<b>Tableau III .9 Classification du relief (O.R.S.T.O.M).....</b>	<b>38</b>
<b>Tableau III.10. L'indice de drainage des quatre sous bassin.....</b>	<b>42</b>
<b>Tableau III.11. La densité hydrographique des trois sous bassin.....</b>	<b>42</b>
<b>Tableau III. 12 La coefficient de torrentialité des trois sous bassin.....</b>	<b>43</b>
<b>Tableau III.13. Temps de concentration pour les différents auteurs.....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau III. 14 Le temps de concentration choisis de chaque sous bassin.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau III 15. La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau III.16. La pente moyenne du cours d'eau des deux sous bassins.....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau III.17. Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant.....</b>	<b>47</b>
<b>Tableau III.18 Coordonnées de la station pluviométrique de BOUFARIK.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau III.19. Coordonnées de la station utilisée dans l'étude climatologique.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau III.20. Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau III.21. Séries des Pluies Maximales Journalières (1970-2010) de la station de BOUFARIK.....</b>	<b>50</b>
<b>Tableau III.22. Caractéristiques de la série pluviométrique.....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau III.23 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau III.24 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL de.....</b>	<b>54</b>
<b>Tableau III.25 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau III.26 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon.....</b>	<b>57</b>
<b>Tableau III.27 : Comparaison des caractéristiques des lois.....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau III.28. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités ....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau III.29. Résultats de calcul d'apport liquide par la formule DERIE II.....</b>	<b>62</b>
<b>Tableau III.30. Résultats de calcul d'apport liquide par la formule ANRH.....</b>	<b>62</b>
<b>Tableau III.31. Résultats de calcul d'apport liquide par la formule Algérienne.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau III.32. Résultats de calcul d'apport liquide par la formule de MEDINGUER...63</b>	
<b>Tableau III.33 : Résultats de calcul des erreurs pour le choix des apports.....</b>	<b>63</b>

<b>Tableau III.37. Lame d'eau écoulée de chaque sous bassin.....</b>	<b>65</b>
<b>Tableau III.39 Coefficient de variation avec la formule de SOKOLOVSKY.....</b>	<b>66</b>
<b>Tableau III.44. Récapitulatif des débits maximums de crue des trois sous bassins par les différentes</b>	
<b>Tableau III.45. Débits de pointe par la méthode de GRADEX .....</b>	<b>74</b>
<b>Tableau III.46. Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue <math>\delta</math>.....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau III.48. Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB2.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau III.49. Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB3.....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau III.50. Crue de projet recommandé.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau III.51 Estimation du coefficient de perméabilité de B.V.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau III.52 Apport solide des trois sous bassins par la méthode TEXERONT.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau III.53 Apport solide de trois sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie.....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau III.54 Récapitulatif des débits maximums de crue des trois sous bassins par les différentes</b>	
<b>Tableau III.55 Les débits de projets.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau IV.1 Les valeurs des facteurs pour estimée le coefficient de Manning .....</b>	<b>92</b>
<b>Tableau V.1 Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal. defined.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau V.2 Caractéristique de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau V.3 Valeurs de coefficient de rugosité.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau V.4 Valeurs de vitesse moyen limite d'érosion pour les lits consolident.....</b>	<b>103</b>
<b>Tableau V.5 Dimensions de l'aménagement canal en béton armé.....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau V.6 Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.....</b>	<b>105</b>
<b>Tableau V.7 Estimation de couts de la variante .....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau V.8 Caractéristique géométrique de la section gabionnée.....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau V.9 Dimensions de l'aménagement (canal mixte).....</b>	<b>108</b>
<b>Tableau V.10 Paramètres d'écoulement de la variante canal en mixte.....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau V.11 Estimation de couts de la variante.....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.1 : Le devis quantitatif estimatif du projet.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau VI.2 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM.....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau VI.3 : Les Precedes.....</b>	<b>122</b>

## **LISTE DES FIGURES**

<b>Figure I.1 : Représente le concept d'un risque majeur.....</b>	<b>2</b>
<b>Figure I.2 : Lit mineur d'un cours d'eau.....</b>	<b>4</b>
<b>Figure I.3: Lit moyen d'un cours d'eau.....</b>	<b>4</b>
<b>Figure I.4 : Lit majeur d'un cours d'eau.....</b>	<b>4</b>
<b>Figure I.5 : La structure du cours d'eau .....</b>	<b>5</b>
<b>Figure I.6 : La montée lente des eaux ou de nappe.....</b>	<b>6</b>
<b>Figure I.7 :Inondation par crue torrentielles.....</b>	<b>7</b>
<b>Figure I.8 : Inondation par ruissellement urbain et agricole.....</b>	<b>7</b>
<b>Figure I.9: Inondations par submersion marine.....</b>	<b>8</b>
<b>Figure I.10Inondations à Alger 2019.....</b>	<b>12</b>
<b>Figure I.11 : Inondations à Constantine 2019.....</b>	<b>12</b>
<b>Figure I.12 : Inondation à TESSALA EL MERDJA 2018.....</b>	<b>12</b>
<b>Figure II.1 : Frontière de la commune de TESSALA EL MERDJA.....</b>	<b>14</b>
<b>Figure II.2 : Vue satellitaire de la zone d'étude.....</b>	<b>15</b>
<b>Figure II.3 : Extrait de la carte géologique d'Algérie Nord.....</b>	<b>16</b>
<b>Figure II.4 : Carte de zonage sismique du territoire national selon R.P.A.....</b>	<b>18</b>
<b>Figure II.5: Répartition mensuelle des précipitations.....</b>	<b>19</b>
<b>Figure II.6: Evolutions des températures mensuelles en fonction du temps.....</b>	<b>20</b>
<b>Figure II.7: Evolutions des humidités relatives moyennes mensuelles.....</b>	<b>21</b>
<b>Figure III.1 Bassin Versant de la zone TESSALA EL MERDJA.....</b>	<b>26</b>
<b>Figure III.2 Carte hypsométrique du bassin versant de la zone de TESSALA .....</b>	<b>29</b>
<b>Figure III.3 Courbe hypsométrique du sous bassin 1.....</b>	<b>30</b>
<b>Figure III.4 Courbe hypsométrique du sous bassin 2.....</b>	<b>31</b>
<b>Figure III.5 Courbe hypsométrique du sous bassin 3.....</b>	<b>32</b>
<b>Figure III.6 Courbe de niveau du bassin versant de la zone de TESSALA.....</b>	<b>37</b>
<b>Figure III.7 Carte hydrographique du bassin versant de la zone de TESSALA.....</b>	<b>39</b>
<b>Figure III.8 Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik.....</b>	<b>47</b>
<b>Figure III.9 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....</b>	<b>52</b>
<b>Figure III.10 Représentation graphique de la loi de GALTON et de l'échantillon.....</b>	<b>55</b>

<b>Figure III.11 Comparaison entre les deux lois d'ajustement.....</b>	<b>56</b>
<b>Figure III.12 Critère de comparaison entre les deux lois d'ajustement.....</b>	<b>56</b>
<b>Figure III.13 Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure III.14 Courbe des intensités pour différentes périodes de retours.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure III.15 Graphe représentative de l'ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits.....</b>	<b>70</b>
<b>Figure III.16 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....</b>	<b>71</b>
<b>Figure III.17 Hydrogramme de crue du sous bassin 1.....</b>	<b>78</b>
<b>Figure III.18 Hydrogramme de crue du sous bassin 2.....</b>	<b>78</b>
<b>Figure III.19 Hydrogramme de crue du sous bassin 3.....</b>	<b>79</b>
<b>Figure IV.1 Vue satellitaire de l'oued THLETA.....</b>	<b>84</b>
<b>Figure IV.2 Usine implanté sur les berges de l'oued THLETA.....</b>	<b>84</b>
<b>Figure IV.3 Photos prises sur Oued THLETA.....</b>	<b>85</b>
<b>Figure IV.4 Vue satellitaire de l'oued DJOUGHLALI TAYEB.....</b>	<b>86</b>
<b>Figure IV.5 Oued Djoughlali Tayeb conquis par la végétation.....</b>	<b>86</b>
<b>Figure IV.6 Oued Djoughlali Tayeb envahis par la vase transportée du barrage de Douera.....</b>	<b>87</b>
<b>Figure IV.7 Barrage de DOUERA.....</b>	<b>87</b>
<b>Figure IV.8 Vue satellitaire de oued EL MERDJA.....</b>	<b>88</b>
<b>Figure IV.9 Oued EL MERDJA s'écoule à ciel ouvert, envahis par la terre.....</b>	<b>88</b>
<b>Figure IV.10 Schéma des fichiers d'un projet sur HEC-RAS.....</b>	<b>89</b>
<b>Figure IV.11 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....</b>	<b>90</b>
<b>Figure IV.12 Définition du tracé de l'oued et des sections.....</b>	<b>91</b>
<b>Figure IV.13 Définition de la crue et des conditions aux limites.....</b>	<b>93</b>
<b>Figure IV.14 Vue en Plan en 3D d'Oued THLET, après la simulation.....</b>	<b>94</b>
<b>Figure IV.15 Vue en Plan en 3D d'Oued DJOUGHLALI TAYEB , après la simulatio..</b>	<b>95</b>
<b>Figure IV.16 Profil en long d' Oued DJOUGHLALI TAYEB, après la simulation.....</b>	<b>96</b>
<b>Figure IV.17 Vue en Plan en 3D d'Oued EL MARDJA, après la simulation.</b>	
<b>Figure IV.18 Profil en long d'Oued EL MARDJA, après la simulation.....</b>	<b>97</b>
<b>Figure IV.19 Carte d'inondabilité de la ville de TESSALA EL MERDJA.</b>	
<b>Figure V.1 Section du profil 1 Oued THLETA.....</b>	<b>105</b>

<b>Figure V.2</b>	<b>Section du profil 2 Oued ELMERDJA.....</b>	<b>106</b>
<b>Figure V.3</b>	<b>Section du profil 3 Oued DJOUGHHLALI.....</b>	<b>106</b>
<b>Figure V.4</b>	<b>Coupe en travers d'un canal en gabion.....</b>	<b>110</b>
<b>Figure V.5</b>	<b>Section en travers 1 Oued THLETA aménagé.....</b>	<b>110</b>
<b>Figure V.6</b>	<b>Section en travers 2 Oued THLETA aménagé.....</b>	<b>110</b>
<b>Figure V.7</b>	<b>Section en travers 1 Oued ELMERDJA aménagé.....</b>	<b>111</b>
<b>Figure V.8</b>	<b>Section en travers 2 Oued ELMERDJA aménagé.....</b>	<b>111</b>
<b>Figure V.9</b>	<b>Section en travers 1 Oued DJOUGHHLALI aménagé.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure V.10</b>	<b>Section en travers 2 Oued DJOUGHHLALI aménagé.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure V.11</b>	<b>Installation des seuils de correction torrentielle au niveau d'un oued.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure V.12</b>	<b>Schéma représentatif des seuils de correction torrentielle.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure V.13</b>	<b>Des seuils de correction torrentielle en maçonnerie.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure V.14</b>	<b>Des seuils de correction torrentielle en gabion.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure VI.1</b>	<b>Réseau de planification des taches par la méthode CPM.....</b>	<b>123</b>
<b>Figure VI.2</b>	<b>Diagramme de GANTT.....</b>	<b>124</b>

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1 : Vue en plan des oueds.**

**Planche N° 2 : Profil en long des oueds.**

**Planche N° 3 : Profil en travers des oueds.**

**Planche N° 4 : Carte d'inondabilité et processus d'aménagement des oueds.**

# **Introduction générale**

## Introduction générale

Une inondation est un phénomène naturel caractérisé par une montée plus au moins subite du niveau d'un cours d'eau. Elle se manifeste par un débordement du lit de l'oued ou par un afflux de l'eau dans les talwegs, sous forme de crue. Cette dernière fait partie intégrante de la vie d'un cours d'eau de façon que l'alternance entre hautes et basses eaux façonne la morphologie et la biodiversité du milieu. Cependant, la modification de l'occupation des sols dans le bassin versant et aux bords des oueds ainsi que leurs anthropisations accentuent ce phénomène et l'aggravent, soit par augmentation du ruissellement ou par exposition des enjeux.

D'après l'historique des inondations et les services concernés, le risque d'inondation existe bel et bien en Algérie, aussi les statistiques de la protection civile montrent que des communes sont susceptibles d'être inondées. Donc, c'est pour cela qu'il faut mettre en place des plans de prévention contre les inondations dans les zones jugées vulnérables au risque.

Notre étude s'inscrit dans ce sens, du fait que la ville de TESSALA EL MERDJA est traversée par plusieurs oueds 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 des oueds et de ses affluents.

Pour ce faire, le travail est divisé en cinq volets : on entamera avec une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on traitera 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 pourra étudier les écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'élaborer une carte d'inondation sur les différents Oueds (THLETA, DJOUGHHLALI TAYEB, et EL MERDJA) en associant les fonctionnalités de ces logiciels : AUTO-CAD, Civil 3D et HEC-RAS. Cela nous permettra d'identifier les zones inondables des oueds. A la fin on propose des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira le mieux adapté pour la protection des zones urbaines et extra urbaines.

# **Chapitre I : Généralité sur les inondations**

## Introduction

La majorité des inondations se produisent à la suite des précipitations importantes, soit sur des courtes durées (crues torrentielles), soit sur des durées plus longues, quand les nappes phréatiques et les aquifères sont saturés et rendent l'infiltration impossible, au cours de la fonte des neiges ou encore pendant des épisodes de mousson ou de pluies tropicales. Certaines inondations se produisent, par débordement des drains, collecteurs d'eau pluviale ou des réseaux d'égouts, le plus souvent en zone urbaine du fait de l'imperméabilisation des surfaces.

Dans ce chapitre nous allons aborder le phénomène d'inondation en détaillons ces différentes caractéristiques et types. Nous allons voir aussi les causes principales qui le provoquent ainsi que son impact sur l'environnement et la vie humaine.

## I. Généralités sur les inondations

### I.1. Concept du concept du risque

#### I.1.1. Définition

- Le terme **risque** signifie en italien : Risco (i.e. ce qui coupe), c'est dire il désigne un danger potentiel selon le contexte social, économique et culturel donné.
- **Un risque majeur** est un événement incertain dont les effets négatifs sont considérables et dont la réalisation est souvent, mais non pas toujours, faiblement probable.
- Selon les spécialistes (géographes), pour un risque à une inondation fluviale, nous avons trois facteurs : l'aléa, les enjeux et la vulnérabilité. Il détermine le degré plus ou moins grand auquel ces effets détruisent les enjeux
  - ✓ **L'aléa** : la crue du cours d'eau.
  - ✓ **Les enjeux** : les personnes et les biens, notamment les immeubles.
  - ✓ **La vulnérabilité** : la hauteur, à la solidité et à l'étanchéité des immeubles face au débordement.



Figure I.1 Représente le concept d'un risque majeur

### I.1.2. Classification des risques majeurs :

Les types des risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles:

- **Risques naturels:** C'est notamment le cas de toutes les catastrophes dites "naturelles": tremblement de terre, inondation, incendie, tempête, ouragan, tornade, cyclone, typhon, grêles, raz de marée, tsunami, orage, foudre, avalanche, éboulement, mouvements de terrain, éruption volcanique, pollutions, phénomènes climatiques, changements climatiques, effet de serre ....
- **Risques technologiques:** d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
- **Risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses) : sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ; transport de matières premières, de produits dangereux, d'endommagement de pipe-lines...
- **Risques de la vie quotidienne:**(accidents domestiques, accidents de la route...)
- **Risques liés aux conflits:** guerres, les terrorismes, les émeutes.

### I.2. Les inondations

Une inondation, correspond au débordement lent ou rapide des eaux hors de leur emplacement habituel. Cette submersion affecte généralement des terrains avoisinant un cours d'eau ou un plan à niveaux variables (par exemple lit moyen ou majeur), elle peut être régulière, par exemples dans les zones tempérées et froides au moment de la fonte des neiges, ou bien dans les pays tropicaux et de mousson pendant la saison des pluies exceptionnelles (orages de début de saison au Maghreb) ou par la rupture d'ouvrages. Elle se produit lorsque de l'eau en excès ne peut être évacuée par les voies naturelles (lit mineur des cours d'eau) ou artificielles prévues à cet effet (drains canaux d'irrigation ou réseaux d'assainissement).

### I.3. Les Crues

Une crue est l'augmentation du débit d'un cours d'eau dépassant plusieurs fois le débit moyen. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

- Le débit.
- La hauteur d'eau.
- La vitesse d'écoulement.
- La durée.

Une crue se caractérise par son **hydrogramme graphique** qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de Cette hydrogramme qui est appelé « **crue** », la partie descendante étant « **la décrue** ».

## I.4. Cours d'eaux

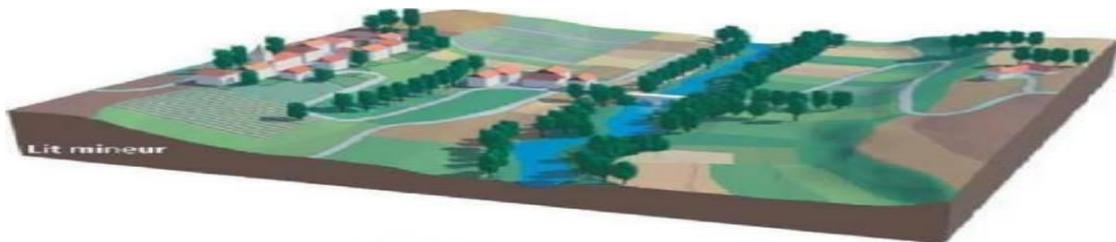
Un cours d'eau est un terme général désignant tous les chenaux naturels, superficiels ou souterrains, qui conduisent de l'eau de façon temporaire ou permanente.

### I.4.1. Paramètres fondamentaux du cours d'eau :

#### a. Lits du 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 :

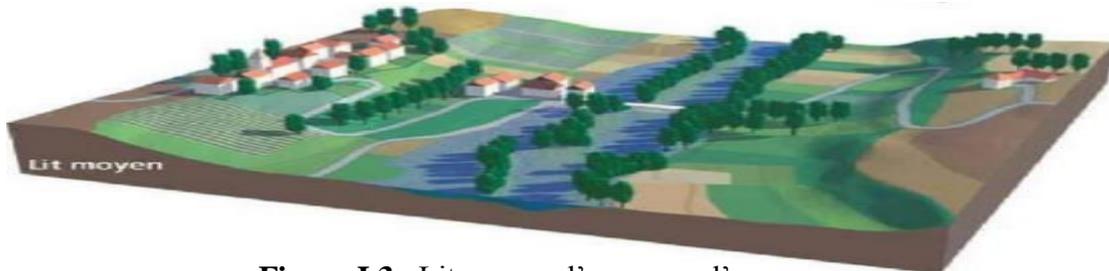
- **Lit mineur** : qui est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles comprise entre un an a deux ans).



**Figure I.2.** Lit mineur d'un cours d'eau

Source : georisques.gouv.fr

- **Lit moyen** : Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve. Sur lequel s'écoulent les crues moyennes.



**Figure I.3.** Lit moyen d'un cours d'eau

Source : georisques.gouv.fr

- **Lit majeur** : comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.



**Figure I.4.** Lit majeur d'un cours d'eau.

Source : georisques.gouv.fr

Le lit majeur alors fait partie intégrante de la rivière ; si en s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même. Cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation peut -être partagé en deux zones :

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

## b. Rive – berge

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

## c. Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. 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, d'où deux conséquences de nature hydraulique :

- ✓ Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant.
- ✓ Un écrêtement des crues pour l'aval.

## d. Alluvions et substratum

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grès, marnes...).

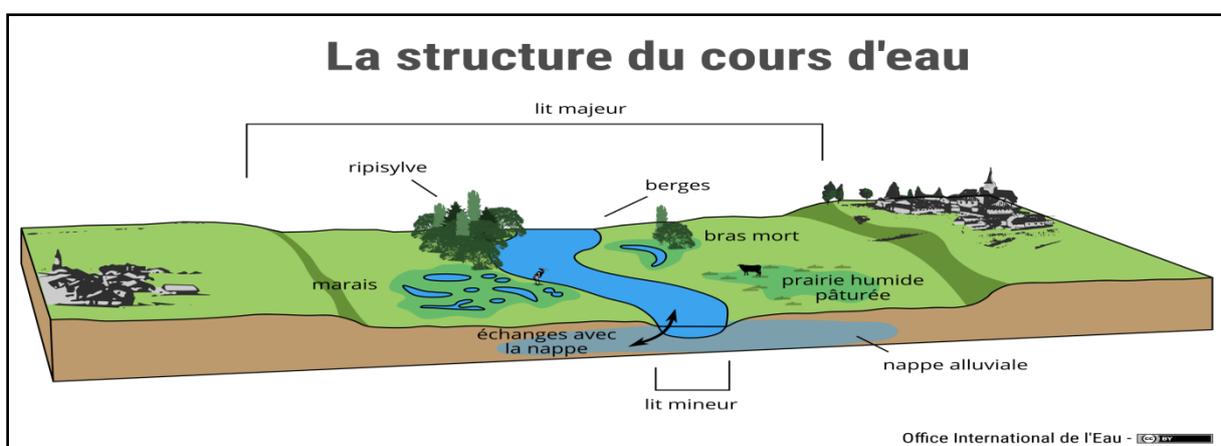


Figure I.5. La structure du cours d'eau.

## I.5. Mécanismes de l'inondation

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

- ✓ Le régime des pluies.
- ✓ Le relief.
- ✓ La taille du bassin versant.
- ✓ L'état des sols.

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

- ✓ L'usage et l'occupation des sols.
- ✓ Aménagements du territoire.
- ✓ Le manque d'entretien des cours d'eau.

## I.6. Types d'inondations

Il existe différents types d'inondations

### a. La montée lente des eaux en région de plaine ou de nappe affleurant

- **Les inondations de plaine.** La rivière sort de son lit lentement et peut inonder la plaine pendant une période relativement longue.
- **Les inondations par remontée de nappe.** Lorsque plusieurs années humides se succèdent, le niveau d'étiage de la nappe peut devenir plus haut chaque année ; la recharge naturelle annuelle de la nappe par les pluies est plus importante que sa vidange vers les exutoires naturels. Le niveau de la nappe peut alors atteindre la surface du sol. La zone non saturée est alors totalement envahie par l'eau lors de la montée du niveau de la nappe : c'est l'inondation par remontée de nappe. Ce phénomène très lent peut durer plusieurs mois.

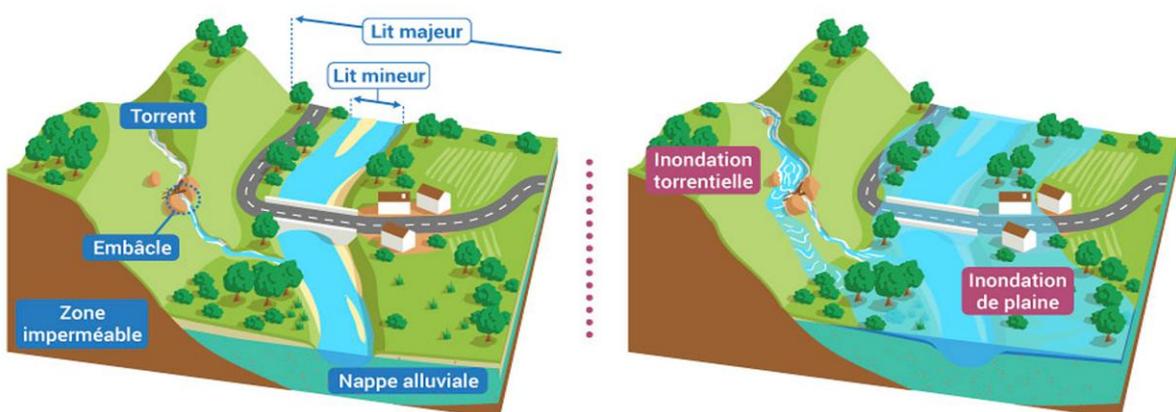


Figure I.6. La montée lente des eaux ou de nappe

## b. La formation rapide de crue torrentielle consécutive à des averses violentes

- **Les crues des rivières torrentielles et des torrents.** Lorsque des précipitations intenses tombent sur un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, entraînant des crues brutales et violentes dans les torrents et les rivières torrentielles. Le lit du cours d'eau est en général rapidement colmaté par des barrages que peuvent former le dépôt de sédiments et des bois morts. Lorsqu'ils cèdent, ces barrages libèrent une énorme vague, qui peut être mortelle.



Figure I.7. Inondation par crue torrentielles

## c. Le ruissellement urbain et agricole

- **Le ruissellement concentré** organisé en rigoles ou ravines parallèles le long de la plus grande pente. Il commence à éroder et peut marquer temporairement sa trace sur le versant. L'imperméabilisation du sol (bâtiments, voiries, parkings, etc.) limite l'infiltration des pluies et accentue le ruissellement, ce qui occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales.
- **Le ruissellement diffus** dont l'épaisseur est faible et dont les filets d'eau buttent et se divisent sur le moindre obstacle.
- **Le ruissellement en nappe**, plutôt fréquent sur les pentes faibles, occupe toute la surface du versant.



Figure I.8. Inondation par ruissellement urbain et agricole.

#### d. La submersion marine

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer lors de conditions météorologiques et océaniques défavorables (basses pressions atmosphériques et fort vent d'afflux agissant, pour les mers à marée, lors d'une pleine mer) ; elles peuvent durer de quelques heures à plusieurs jours.

Trois modes de submersion marine sont distingués :

- **Submersion par débordement**, lorsque le niveau marin est supérieur à la cote de crête des ouvrages ou du terrain naturel.
- **Submersion par franchissements de paquets de mer liés aux vagues**, lorsque, après déferlement de la houle, les paquets de mer dépassent la cote de crête des ouvrages ou du terrain naturel.
- **Submersion par rupture du système de protection**, lorsque les terrains situés en arrière sont en dessous du niveau marin : défaillance d'un ouvrage de protection ou formation de brèche dans un cordon naturel, suite à l'attaque de la houle (énergie libérée lors du déferlement), au mauvais entretien d'un ouvrage, à une érosion chronique intensive, au phénomène de surverse, à un déséquilibre sédimentaire du cordon naturel, etc.

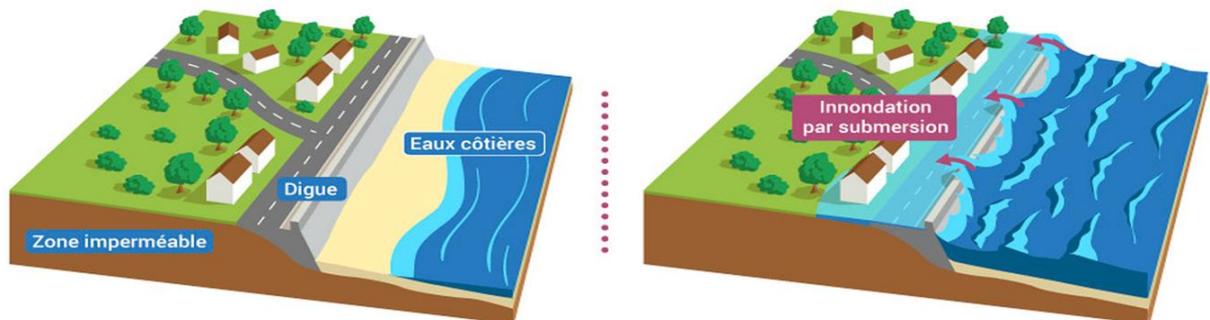


Figure I.9. Inondation par submersion marine.

#### I.7. Causes et origines des inondations :

- **Causes d'origine naturelle** : elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges...etc.
- **Causes d'origine humaine directe** : elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).

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

## I.8. Les conséquences des inondations

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

### Santé et vie :

- Propagation des maladies infectieuses et psychologiques.
- Manque d'hygiène.
- Blessures physiques.
- Décès.
- Famine.

### Socio- économique :

- Destruction des infrastructures.
- Baisse d'emploi à long terme.
- Menace le développement des villes et des villages.
- Migration.
- Pertes financière

### Environnement :

- Destruction des cultures.
- Pertes animales.
- Contaminations des eaux

## I.9. Les inondations en Algérie

### I.9.1. Causes et types des crues catastrophiques en Algérie

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie sont classées en trois types :

- **Inondations liées aux situations météorologiques remarquables**: se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes et orages violents).
- **Inondations résultant des activités humaines** : défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux de pluie, l'encombrement des oueds par les déchets, les décombres et les troncs d'arbre...etc.
- **Inondations produites dans des régions à topographie défavorable** ; comme le cas des villes traversées par des oueds (El Bayadh, Bordj Bou Arreridj, Sidi Bel Abbes, etc.), ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna et Médéa).

Ces agglomérations à forte concentration de populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique sont exposées au risque d'inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- **Inondations engendrées par crues torrentielles** (crues éclairées),
- **Inondation des grands bassins versants**, elles résultent des précipitations importantes généralisées sur des grands étendues et caractérisées par leur quantité et leur longue durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

### **I.9.2. Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019) (Journal El Watan,1971-2019)**

Dans ce qui suit un aperçu des inondations survenues en Algérie au cours de ces quarante dernières années de 1971 à 2019.

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.
- 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.
- 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 dégâts 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 m<sup>3</sup>/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, Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- 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 48 heures, dans la wilaya de Khenchela, précisément dans les communes de Babar et Ouled Rechache.

- 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.
- 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 été blessés et deux personnes ont été trouvées mortes.
- 26 janvier 2019 : Les intempéries qu'a connues la wilaya d'Annaba ont causé la mort de trois personnes.



**Figure I.10.** Inondations à Alger 2019



**Figure I.11.** Inondation à Constantine 2019



**Figure I.12.** Inondation à TESSALA EL MERDJA 2018.

## **I.10. Protection contre les crues**

Il est cependant possible d'en atténuer les effets ou d'en diminuer la fréquence en priorité au niveau des zones les plus sensibles et les plus exposées. Ces protections peuvent être réparties en deux groupes : directes et indirectes.

### **a. Protection directe**

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

- Curage qui 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.
- Rééquilibrage qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protection désirées.
- Renforcement des ouvrages de franchissements des oueds et modifications de leurs caractéristiques et des systèmes existants en cas de leur insuffisance.
- Réalisation des canaux permettant de régénérer le couloir initial de l'oued.
- Protection des berges qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau.
- Endiguement des oueds par la réalisation de digues qui longent le cours d'eau sur ses deux berges.

### **b. Protection indirecte**

Elle consiste à intervenir plus loin des sites menacés, en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations.

- Création des canaux périphériques.
- Réalisation des barrages ou seuils pour stocker et laminage des crues à l'amont des zones menacées.
- Aménagement des bassins versants contre l'érosion par la construction de seuils en gabions permettant la réduction des vitesses

## **Conclusion**

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

La problématique des inondations est particulièrement complexe à gérer. La protection des agglomérations de ce type de catastrophe nécessite l'implication de plusieurs disciplines afin de déterminer les divers paramètres contribuant dans leur formation ainsi que les solutions appropriées.

# **Chapitre II :**

## **Présentation de la zone d'étude**

## Introduction

Ce chapitre a comme but la description générale du bassin versant de la zone d'étude afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, qui sont indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eaux.

### II.1. Situation géographique

La commune de TASSALA EL MERDJA est une commune de la wilaya d'Alger, est située à environ 28 km au Sud-Ouest d'Alger, fait partie de la MITIDJA centrale. Elle occupe une superficie de 2.050 hectares, avec 15 847 Habitants estimé en 2008.

- La commune compte :
  - Une agglomération chef-lieu : « Tessala El Merdja »
  - Une agglomération secondaire « Sidi Abad I »
  - Une zone éparse englobant Sidi Abad II, Djoughlali, Boumenir Reguieg, Mohamed Ben Med, Bab-Ali Lyès et Karrar.
  
- Elle est délimitée par :
  - La commune de Douera au Nord ;
  - La commune de Birtouta à L'Est ;
  - La commune de Ben khilil à L'Ouest ;
  - La commune Boufarik au Sud.

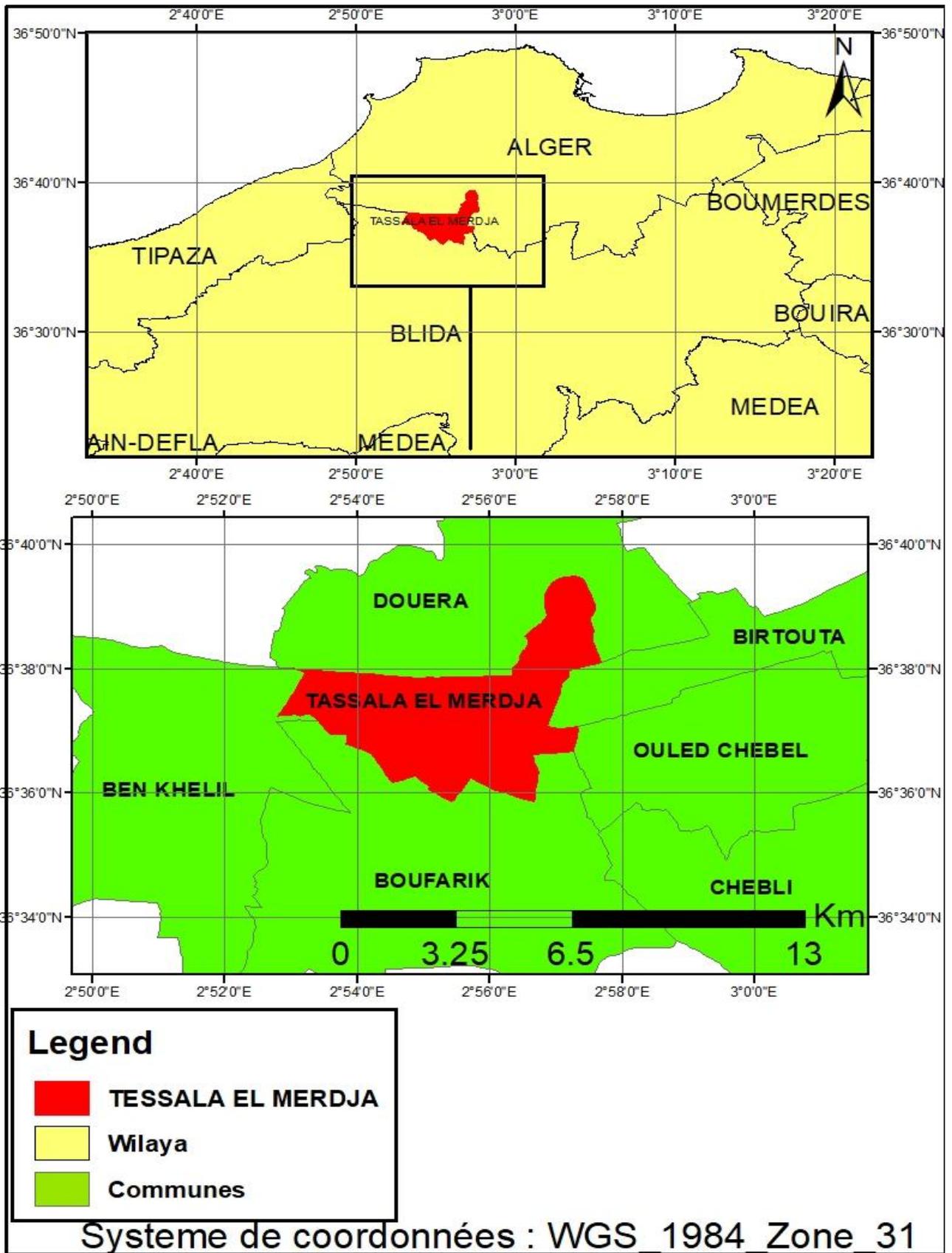


Figure II.1. Frontière de la commune de TESSALA EL MERDJA



**Figure II.2.** Vue satellitaire de la zone d'étude.

## II.2. Caractéristique morphologique du bassin

### II.2.1. Géologie

D'un point de vue géologique, la zone d'étude s'inscrit dans la région d'Alger qui présente une structure assez complexe, qui peut être représentée comme un dôme métamorphique primaire bordé par des terrains sédimentaires tertiaires et quaternaires.

- **Le primaire** : Représenté par le socle métamorphique constitué de roches cristallophylliennes très tectonisées. Ces roches affleurent entre Sidi Fredj et Bordj El Bahri.
- **Le tertiaire** : Il recouvre en discordance le socle métamorphique. On y retrouve :
  - Le Miocène inférieur qui est constitué de grès et de poudingues qui sont particulièrement tectonisés avec des surfaces d'affleurement réduites.
  - Le Pliocène inférieur qui est argilo-marneux. Il affleure dans le Sahel. Il peut atteindre 200 m d'épaisseur.
- **Le quaternaire** : La plaine est recouverte d'une très grande épaisseur de sédiments quaternaires qui englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grès dunaires, limons éboulis et formations de pentes.

De façon plus concrète sur la zone d'étude, comme le montre l'extrait de carte géologique ci-après, le projet d'aménagement des oueds intéressera principalement les terrains récents :

Alluvions récentes (A2, ) ; Alluvions actuelles (As) et du – Pliocène supérieur (P2A ) de faciès argilo sableux. Et aussi une petite partie d'Alluvions anciennes (q).

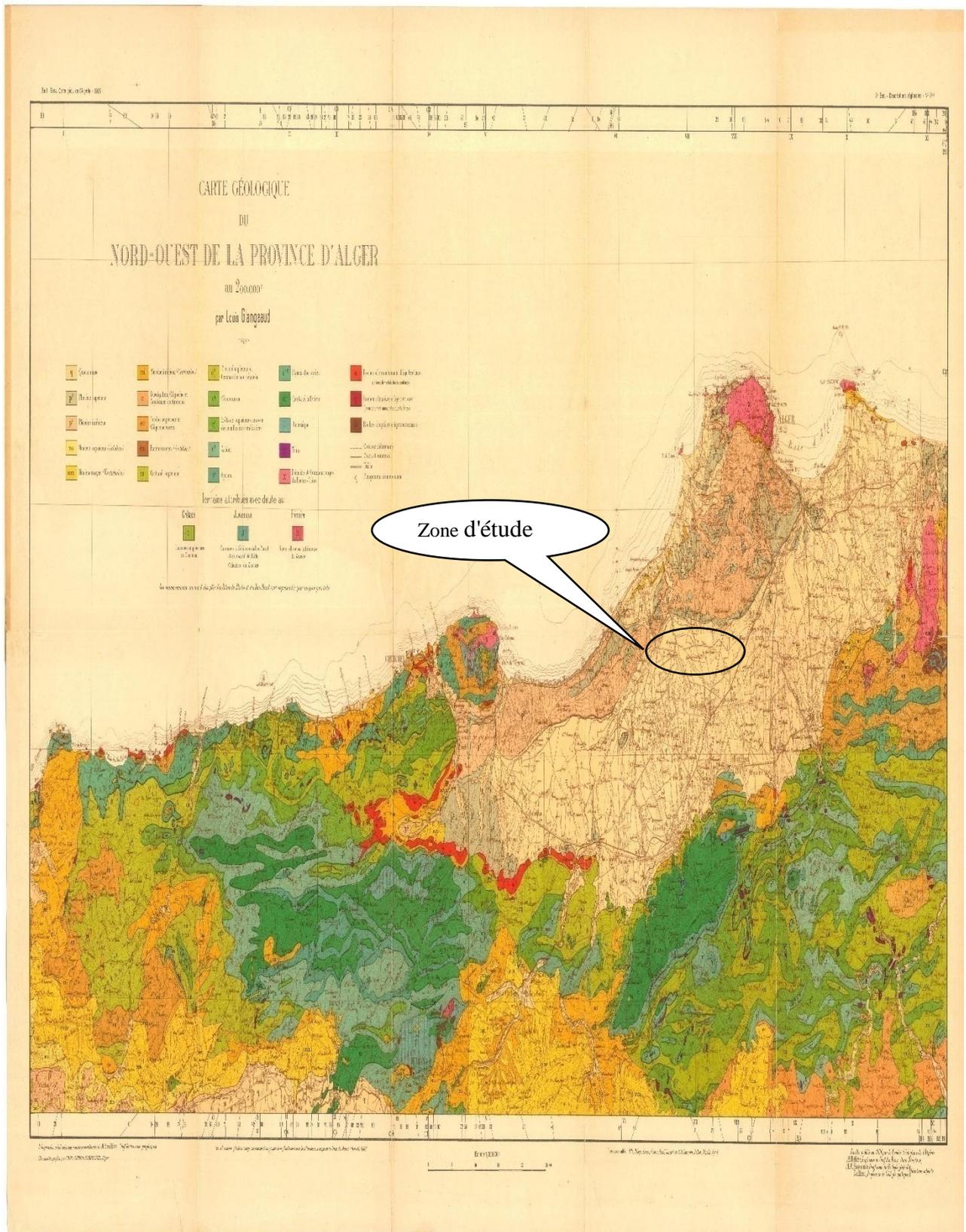


Figure II.3. Extrait de la carte géologique d'Algérie Nord. Echelle 1/500.000°.

### II.2.2. Séismicité de la région

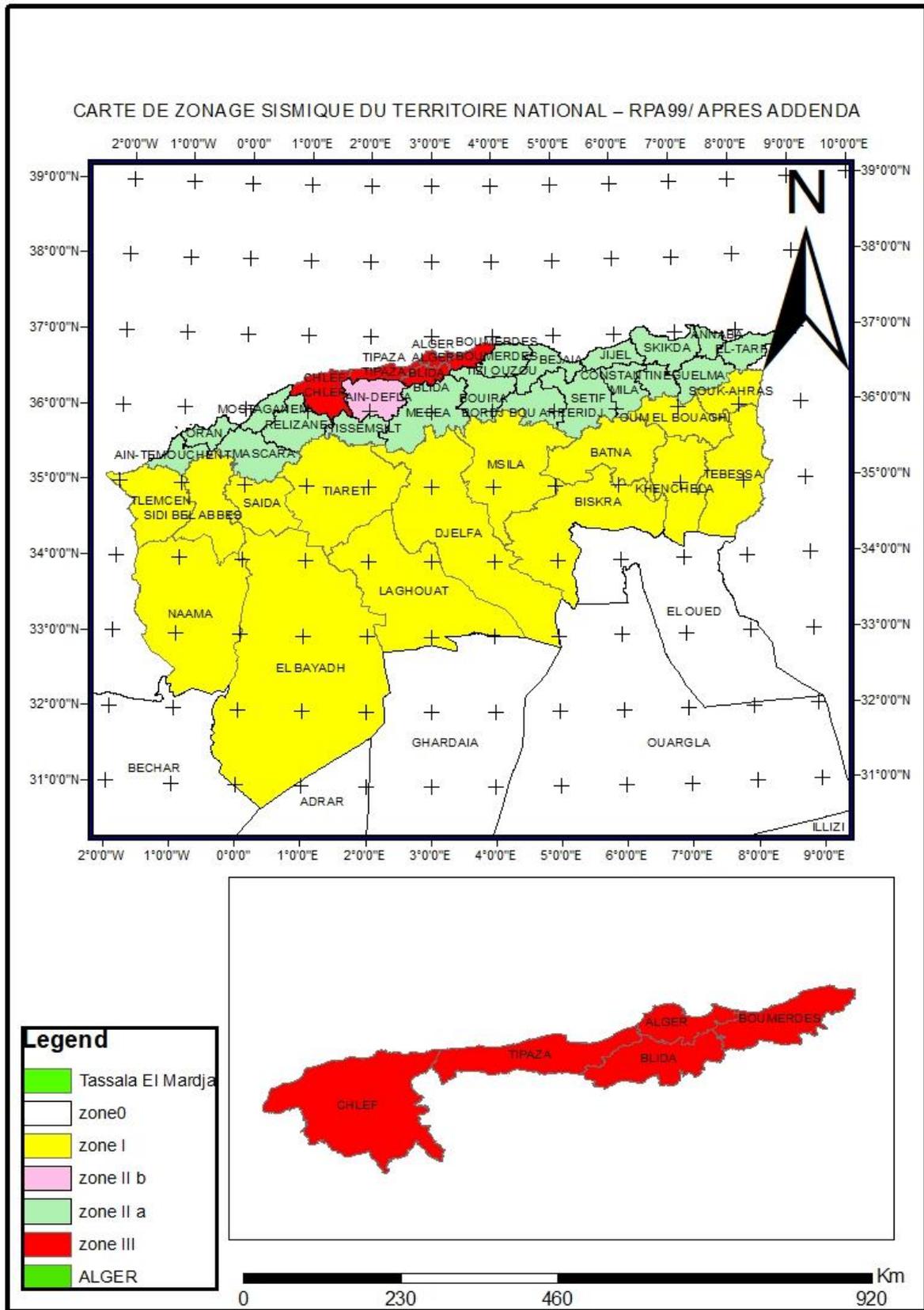
L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région et aux mouvements tectoniques permanents à la frontière des plaques africaines et eurasiennes.

La région Tellienne a été tout le temps soumise à des activités sismiques intenses citons ici à titre d'exemple : le séisme du 10 octobre 1980 de Chélif, le séisme du 31 octobre 1988 à El Afroun à Blida, et de Boumerdès en mai 2003 qui a atteint une amplitude de 6,8 degrés sur l'échelle de Richter.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zonage sismique comme suit :

- Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale) ;
- Zone II a : zone à très fort risque sismique ;
- Zone II b : zone à fort risque sismique ;
- Zone I : zone à faible risque sismique ;
- Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

Selon la règle parasismique Algérienne de 2003 établies par le ministère de l'habitat et des Constructions, la région d'étude est classée dans la zone (III), caractérisée par une activité sismique élevée.



**Figure.II.4.** Carte de zonage sismique du territoire national selon R.P.A (Règle Parasismique Algérienne). Version 2003

### II.3. Situation Climatique

L'inexistence de stations météorologiques à l'intérieur du bassin étudié ne permet pas une étude climatologique très détaillée. Néanmoins, nous estimons que la station retenue est assez satisfaisante quant au but que nous nous sommes assigné, à savoir une esquisse à moyenne échelle des principaux facteurs climatiques ayant une influence sur le régime hydrologique de la région étudiée. Ces facteurs sont essentiellement les températures, les précipitations, l'humidité relative, l'insolation, l'évaporation et les vents.

#### II.3.1. Précipitations

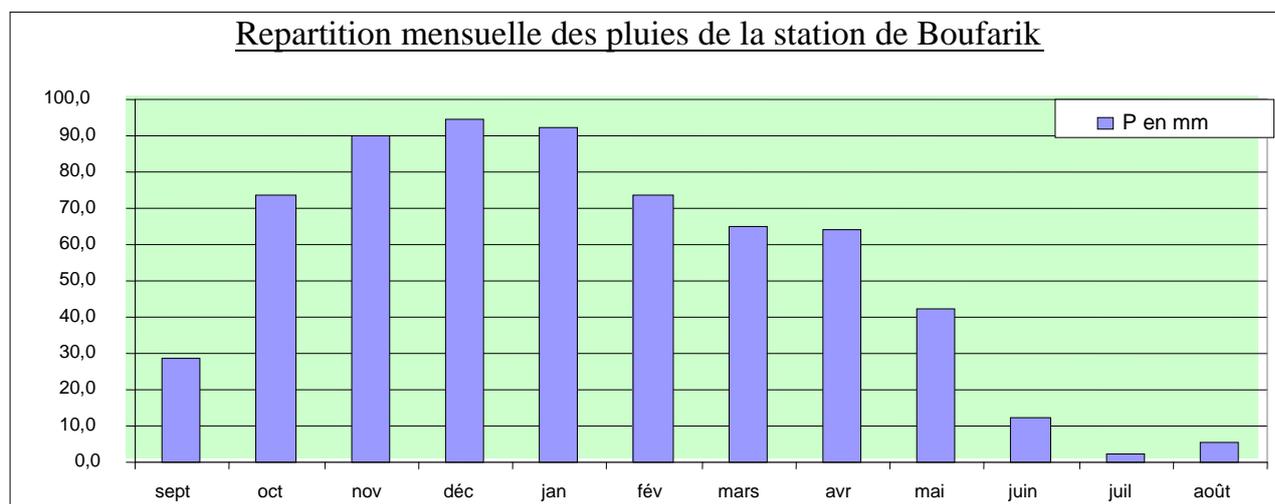
Les données de la région d'étude ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources en eau (A N R H). Nous avons travaillé sur les stations de Boufarik qui est représentative de la région.

##### ❖ Précipitations mensuelles

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle.

**Tableau n° II.1.** Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik

Mois	sept	oct	nov	Déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	Août
<b>P en (mm)</b>	28,5	73,4	89,9	94,5	92,3	73,6	64,9	63,9	42,1	12,1	2,3	5,6
<b>P en (%)</b>	4,4	11,4	14,0	14,7	14,4	11,4	10,1	9,9	6,5	1,9	0,4	0,9



**Figure II.5.** Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik.

On remarque l'existence de deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre humide.

- **Saison sèche** qui correspond aux mois de Juin à Août, avec des pluies moyennes mensuelles inférieures à 12,5 mm et moins de 2 % du total annuel pour chaque mois.

- **Saison humide** qui correspond aux autres mois où les mois les plus arrosés correspondent à ceux allant d'Octobre à Février ces cinq mois accaparent à eux seuls plus de 60 % des précipitations annuelles.

### II.3.2. Température

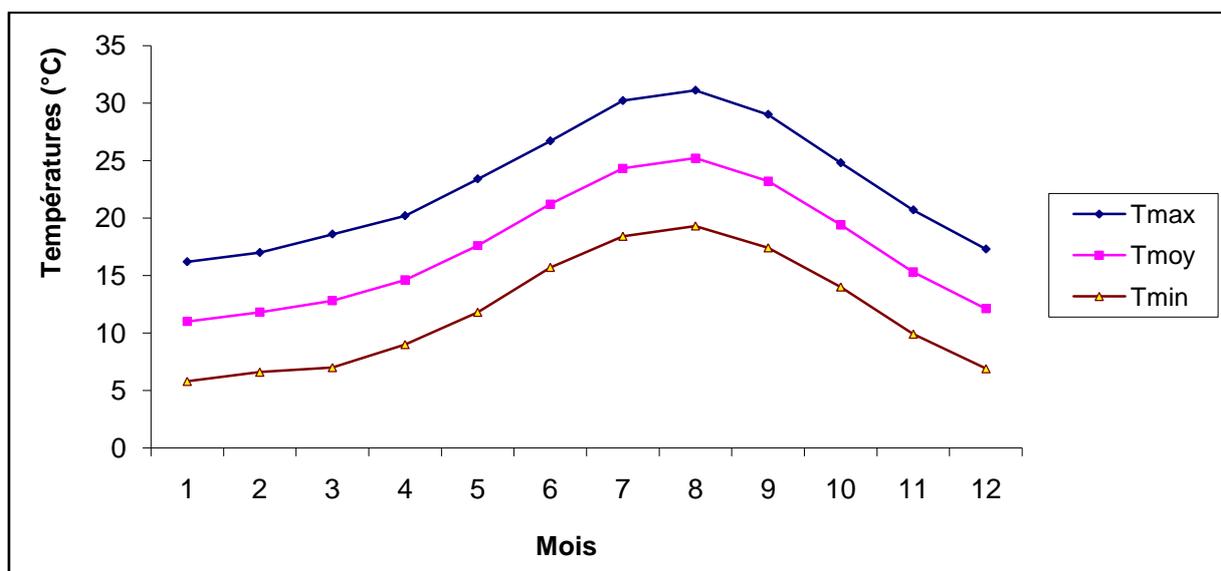
On appelle température moyenne mensuelle la demi-somme du maximum et minimum mensuel.

$$T_{moy} = \frac{T_{max} + T_{min}}{2}$$

Le tableau ci-après récapitule l'évolution des températures max , min et moyennes mensuelles pour la station de Dar el Beida.

**Tableau II.2.** Les températures mensuelles de la station de Dar El Beida.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
$T_{max}$ (°C)	16.2	17.0	18.6	20.2	23.4	26.7	30.2	31.1	29.0	24.8	20.7	17.3
$T_{moy}$ (°C)	11.0	11.8	12.8	14.6	17.6	21.2	24.3	25.2	23.2	19.4	15.3	12.1
$T_{min}$ (°C)	5.8	6.6	7.0	9.0	11.8	15.7	18.4	19.3	17.4	14.0	9.9	6.9



**Figure II.6.** Evolutions des températures maxima et minima moyennes mensuelles et des températures moyennes.

De l'étude du tableau 3 et de la figure 1, il ressort pour la région étudiée que la température caractérise deux périodes distinctes :

- **Une période chaude** où les températures maximales moyennes sont très élevées du mois de Mai jusqu'à Août, (max. 31.1°C en Aout).
- **Une période froide** où les températures minimales moyennes descendent au-dessous de 6°C, Les risques de gelée sont à craindre dans la région étudiée durant les mois de Décembre-Janvier-Février.

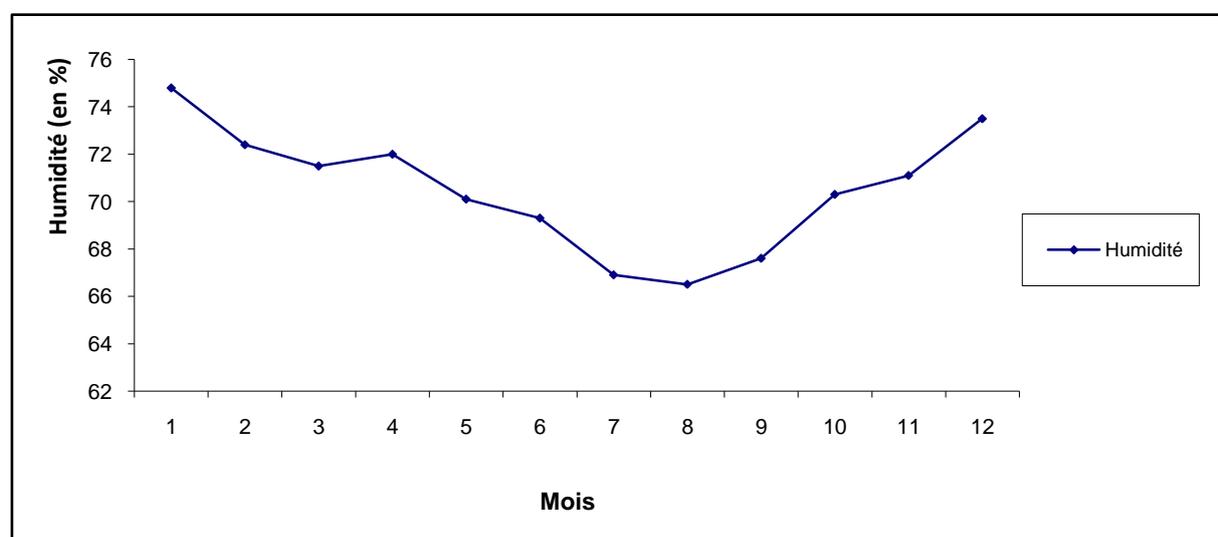
### II.3.3. Humidité de l'air

L'humidité relative est une notion particulière puisqu'elle correspond à une possibilité d'évaporation tant que la saturation n'est pas atteinte.

Le tableau ci-après reproduit les humidités relatives moyennes mensuelles pour la station de Dar el Beida. La figure 3 représente l'évolution de ces humidités relatives moyennes mensuelles.

**Tableau II.3.** Humidités relatives mensuelles en % (station de Dar el Beida).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité en %	74.8	72.4	71.5	72.0	70.1	69.3	66.9	66.5	67.6	70.3	71.1	73.5



**Figure II.7.** Evolution des humidités relatives moyennes mensuelles.

L'examen des données du tableau et de la figure correspondante conduit à une première constatation : la région étudiée a un climat en moyenne assez humide, très humide même à certaines saisons.

L'humidité relative a une faible variation annuelle et qu'elle est plus élevée en hiver qu'en été et varie donc en fonction des températures.

L'importance de l'humidité relative dans la zone étudiée contribue à atténuer les amplitudes thermiques, et peut également favoriser l'apparition de précipitations occultes par condensation à la surface du sol, des plantes et des voies ferrées.

### II.3.4. Le régime des vents

Le vent sur l'ensemble de la région étudiée est modéré. Les mois de Février et Mars enregistrent en moyenne les vents les plus forts.

**Tableau II.4.** Vitesses du vent mensuelles en m/s (Station de Dar el Beida).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V <sub>ven</sub> (m/s)	3.2	3.4	3.4	3.3	3.0	3.2	3.1	3,0	2.8	2.9	2.9	3.4

### II.3.5. L'insolation

Les moyennes mensuelles d'ensoleillement par jour mesurées à la station de Dar el Beida, sont données par le tableau suivant :

**Tableau II.5.** Durées moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour (Station de Dar el Beida)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Ensoleillement en heures	5.1	5.8	6.6	7.7	8.8	10.1	11.1	10.3	8.7	7.1	5.7	4.8

On remarque que la durée d'ensoleillement est importante durant les mois d'été et qu'elle est réduite de moitié durant les mois d'hiver.

### II.3.6. Evapotranspiration

L'évaporation, relativement élevée dans la région, est un paramètre important du bilan hydrologique, le tableau suivant montre la répartition mensuelle de l'évapotranspiration à Dar El Beida.

**Tableau II.6.** Répartition mensuelle de l'évapotranspiration à Dar El Beida.

Mois	jan	fév	Mar	Avr	Mai	Jui	juil	Aou	Sep	Oct	Nov	déc.	Tot
ETP mm	48.3	59.6	82.7	100.8	127.0	150.7	177.8	172.5	132.7	97.2	63.6	49.2	1262.1
ETP %	3.8	4.7	6,5	8,0	10.1	11.9	14.1	13.7	10.5	7.7	5.0	4.0	100

On constate que l'évaporation est très importante surtout durant la saison estivale (presque le triple de l'évaporation durant la saison hivernale).

## II. 4. Environnement de la commune

Le territoire de la commune recèle des potentialités agricoles très importantes, l'agriculture constitue un secteur économique très important, cela est favorisé par le fait qu'une grande proportion de ses sols est apte à tous type de cultures, à savoir : maraîchères, arbustives, arboricultures, céréales et fourrages

En ce qui a trait à l'industrie, la commune est dépourvue de ce type d'activité. Ainsi la principale source de pollution est la décharge sauvage qui se situe au niveau d'Oued RHIO et l'Oued THLATA Celles-ci reçoivent toute sorte de détritits et de déchets, tels que ; les ordures ménagères, les déchets inertes et les gravats, dont leur incinération génère des dégagements de fumées toxiques et des odeurs nauséabondes.

En outre, cette décharge se trouve sur un terrain assez perméable composé d'alluvions limoneuses ce qui peut porter atteinte aux ressources hydriques souterraines, et présente un vrai risque de contamination des eaux superficielles.

## II.5.Démographie de la commune

Selon l'O.N.S (Office National Des Statistiques) et d'après le dernier recensement du 16 avril 2008, la population de la commune de TASSALA EL MERDJA est de 15847 habitants avec un taux d'accroissement de 4.0%

L'étude que nous menons doit tenir compte de la répartition spatiale actuelle de la ville et des perspectives d'extension à un horizon d'étude de 25ans, à partir de 2010, et de référence 2008.

Par application de la formule suivante :  $P = P_0 (1 + t)^n$

Avec :

- P : Population future
- $P_0$  : Population de l'année de référence
- t : Taux d'accroissement
- n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.7.** Population de la commune de TESSALA EL MERDJA (2008 - 2020).

Années	Population (hab.)			
	A.C.L	A.S	Z.E	Totale
<b>2008</b>	8497	4894	2456	15847
<b>2010</b>	9191	5294	2657	17142
<b>2020</b>	13605	7837	3933	25375

**Conclusion**

L'étude diagnostique permet tout d'abord de bien connaître la zone d'étude de tous les côtés (géologique, topographique, climatique, hydrologique...), cela facilite la tâche pour comprendre les vraies causes de l'inondation (les oueds et les chaabats) et leur comportement en période de crue. Ainsi qu'il permet d'évaluer les dégâts et donner une idée préliminaire sur les mesures prises en considération avant de passer aux études hydrologique et hydraulique.

# **Chapitre III :**

## **Etude hydrologique**

## Introduction

Dans le cadre de l'étude de protection de la commune de TESSALA ELMARDIA de la wilaya d'ALGER contre les inondations, une étude hydrologique doit être établie dont la détermination des principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude après avoir délimité les bassins versants des oueds de la ville, et déterminer ces caractéristiques en utilisant le logiciel Arc GIS. Estimer les périodes de retours et déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement des oueds qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

### III.1. Caractérisation du bassin versant

La caractérisation du bassin versant se fait par la délimitation du bassin versant sur la carte topographique et la détermination des caractéristiques géométriques de ce dernier (superficie, longueur de talweg, dénivelée maximale...), et puisque l'étude hydrologique concerne seulement le tronçon qui traverse le centre on va donner les caractéristiques du sous bassin versant sur lequel on va appliquer les calculs hydrologiques.

#### III.1.1. Bassin versant

Bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Un bassin versant est délimité par les lignes de partage des eaux.

Le bassin versant de la zone étudiée appartient aux Hautes Plaines Algéroises, il se situe entre **36°43** de **Latitude Nord** et **03°15** de **Longitude Est**. Le bassin concerné a été divisé en trois sous bassins versant dont leurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

##### III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées (Zone 31) de l'exutoire :

- **Longitude : X = 490097.9201 m**
- **Latitude : Y = 4052569.064 m**
- **L'altitude : Z = 24 m**

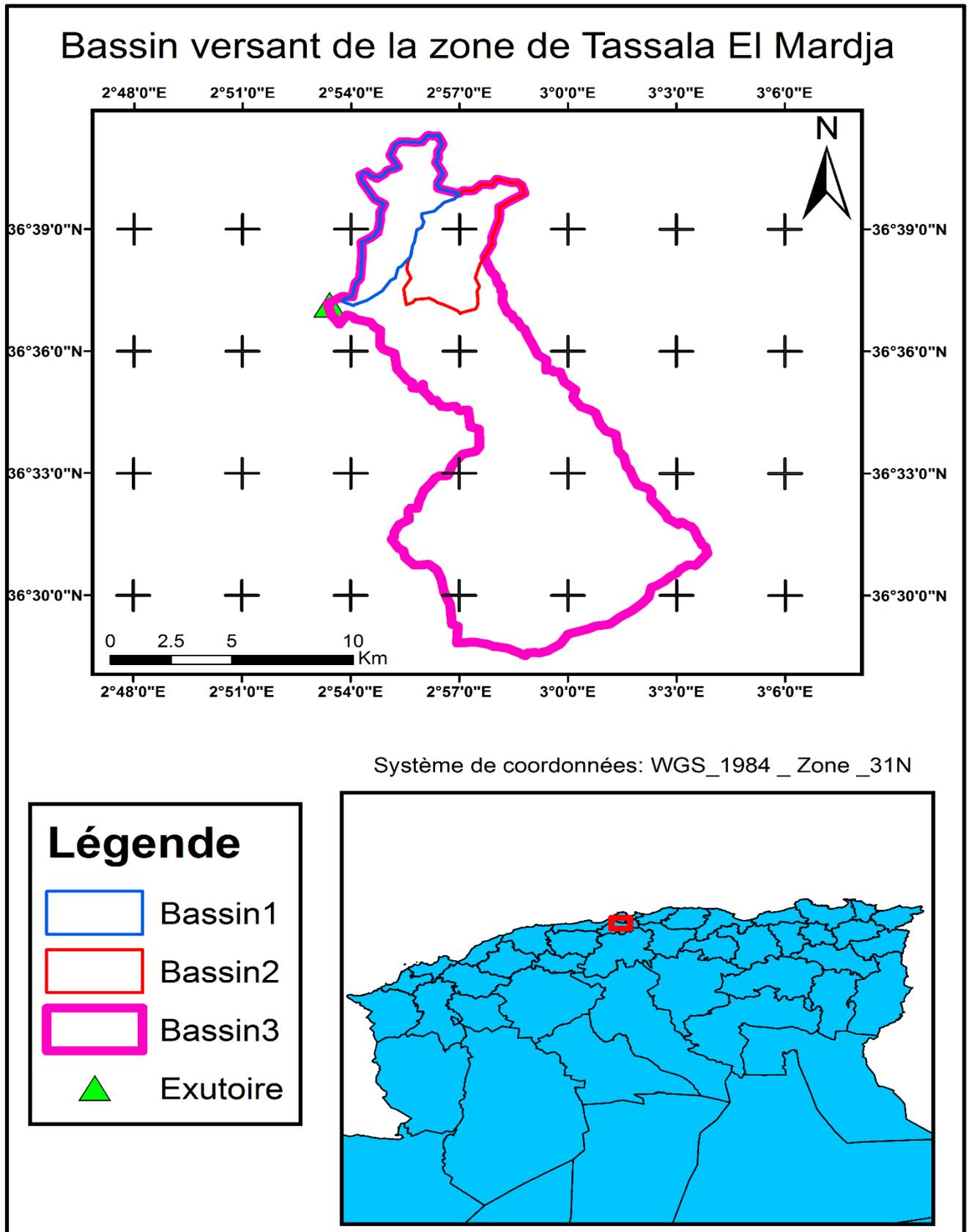


Figure III.1 : Bassin Versant de la zone TESSALA EL MERDJA.

### III.1.1.2. Caractéristiques morpho-métriques

#### III.1.1.2.1. Surface, périmètre et talweg principal

Les caractéristiques morpho-métriques du bassin versant ont des conséquences directes sur le comportement hydrologique de celui-ci. Ces caractéristiques peuvent être calculées automatiquement à l'aide du logiciel Arc gis.

##### a. Surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports, volumes de précipitations ou infiltrations..).

##### b. Périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin.

#### III.1.1.2.2. Caractéristiques de formes

La forme du bassin versant est la configuration géométrique telle qu'elle est projetée sur un plan horizontal. Elle influence directement le temps de réponse du bassin, c'est à dire sur le temps de parcours des eaux à travers le réseau de drainage et par conséquent sur l'hydrogramme de crue.

##### a. Indice de compacité de GRAVELIUS

Cet indice de forme ou coefficient de compacité de GRAVELIUS (1914) KG est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface. KG donne une idée sur la forme du bassin versant et il est défini par la formule suivante:

$$K_C = \frac{P}{P_c} = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \text{(III.1)}$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant [Km<sup>2</sup>]
- P : Périmètre du bassin versant [Km]
- P<sub>c</sub> : Périmètre du cercle [Km].
- K<sub>c</sub> : Indice de compacité ; si :
  - K<sub>c</sub> = 1 ; bassin parfaitement circularisé.
  - K<sub>c</sub> = 1,128 ; bassin ramassé.
  - K<sub>c</sub> > 1,128 ; bassin allongé.

##### b. Le rectangle équivalent

La notion du rectangle équivalent permet de comparer l'influence des caractéristiques des bassins versants sur l'écoulement.

Cette notion assimile le bassin versant à un rectangle qui a la même superficie, le même périmètre, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique. Sa longueur et sa largeur sont donnée par l'expression suivante :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1.128} \left( 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (\text{III.2})$$

Donc :

$$S=L \cdot l \quad P/2=L+l$$

Avec :

- L : longueur de rectangle équivalent.
- l : largeur de rectangle équivalent.

Les résultats sont résumés obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1.**Caractéristiques morphologiques des sous bassins

Sous Bassin	Surface (km <sup>2</sup> )	Périmètre (km)	Kc	L(km)	l(km)
<b>SB1</b>	14.769	23.345	1.702	10.134	1.456
<b>SB2</b>	15.977	19.034	1.333	7.244	2.206
<b>SB3</b>	154.174	77.145	1.740	33.728	4.571

### III.1.1.3. CARACTERISTIQUES DE RELIEF :

#### a. Hypsométrie des bassins

La variation d'altitude à l'intérieur d'un bassin ainsi que l'altitude moyenne est des données essentielles aux études de la température et des précipitations (Llamas, 1992).

La description détaillée de l'élévation d'un bassin est donnée par les courbes hypsométriques, et à partir de celles-ci, nous pouvons déterminer les caractéristiques de relief, à savoir.

- L'altitude maximale (Hmax), minimale(Hmin) et moyenne (Hmoy).
- L'altitude médiane correspond à 50% de la surface (H50%).
- L'altitude correspond à 5% de la surface (H5%)
- L'altitude correspond à 95% de la surface (H95%)
- La dénivelée (D= H5%- H95%).

- **La carte hypsométrique du bassin versant de l'oued**

La carte hypsométrique est obtenue en délimitant des tranches d'altitude du bassin par des courbes de niveau d'équidistances choisis. Dans cette carte hypsométrique, les tranches d'altitude sont équidistantes de 100 m. Une carte hypsométrique est basée sur le modèle numérique du terrain (MNT).

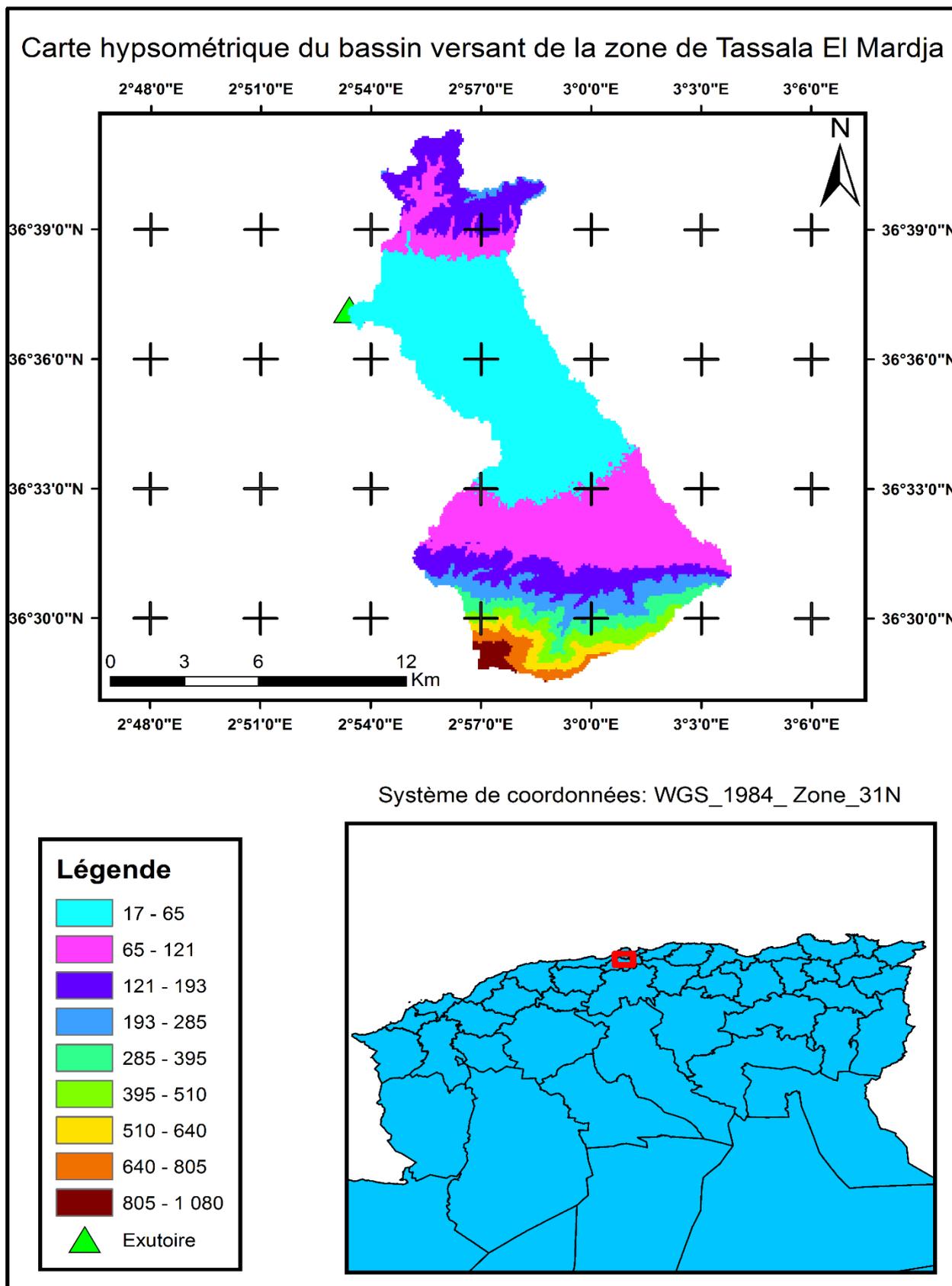


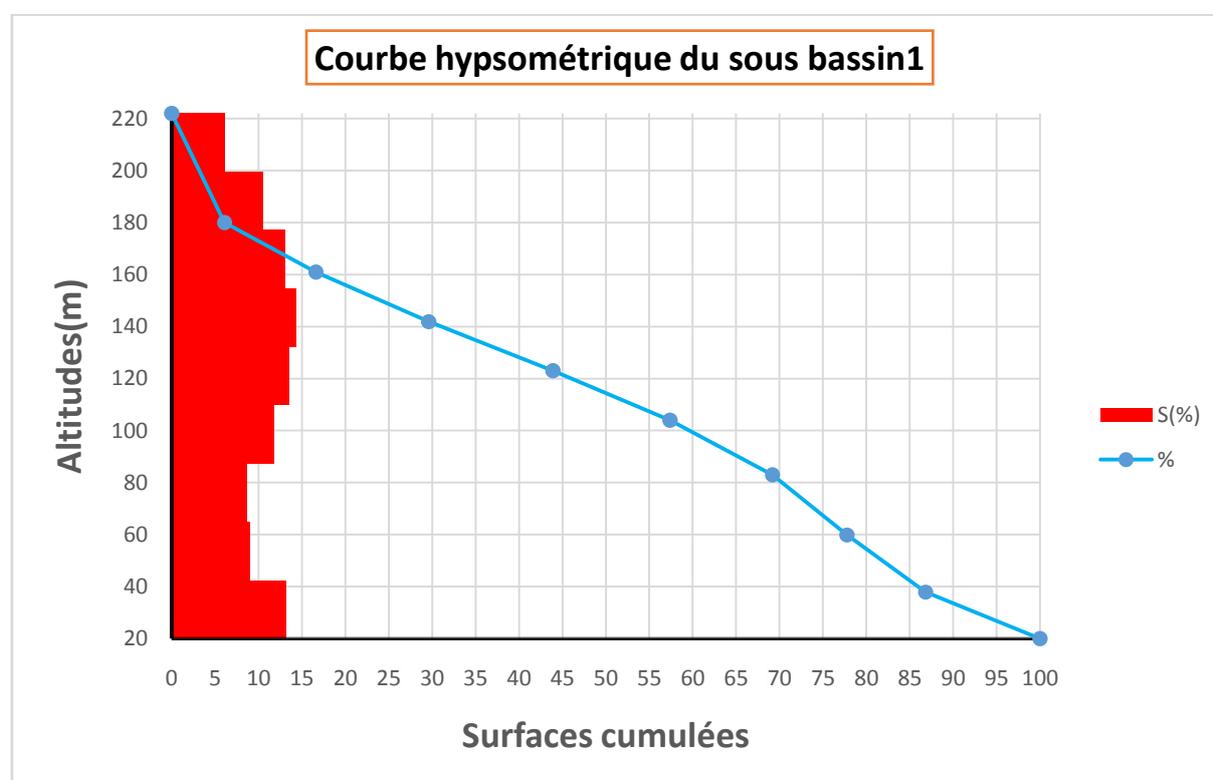
Figure III.2 : Carte hypsométrique du bassin versant de la zone de TESSALA EL MERDJA

- **Courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique est une représentation graphique des pourcentages des superficies cumulées à la surface totale.

**Tableau III.2.** Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin1.

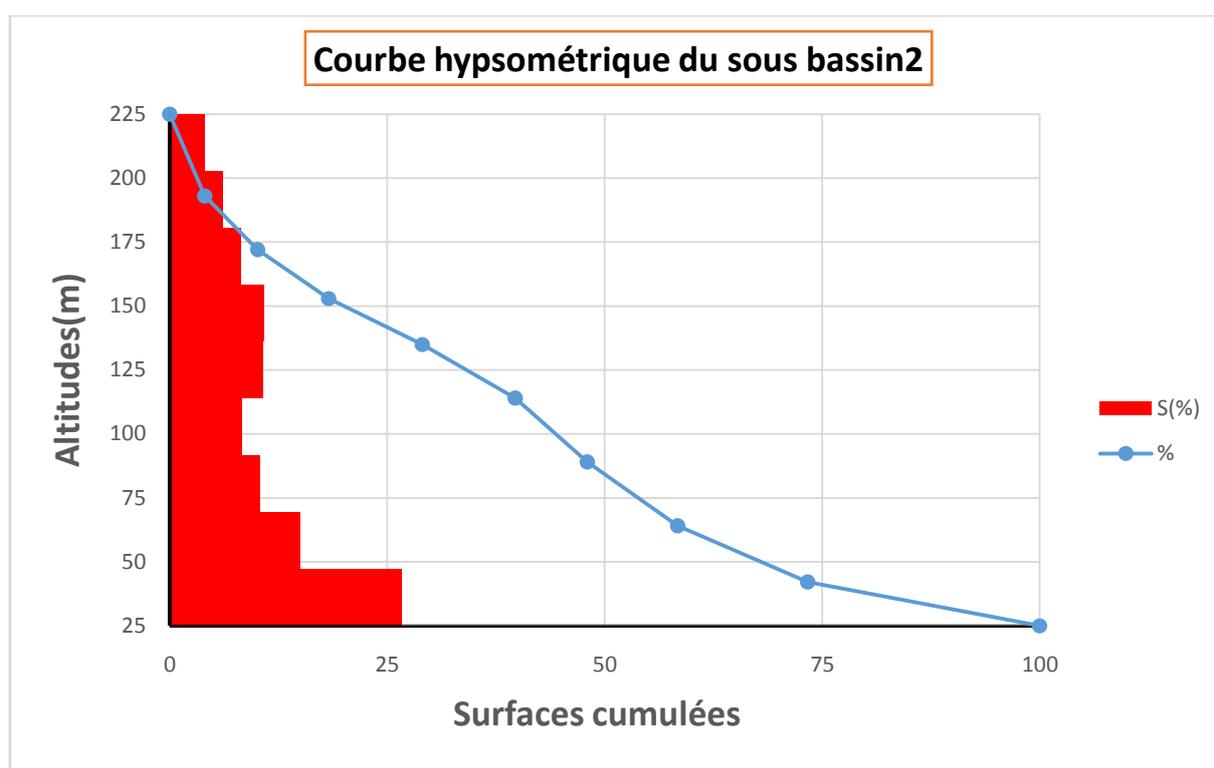
Altitudes (m)	Hi (m)	surface (km <sup>2</sup> )	S(%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
20-38	29	1.95	13.20	1.95	13.20
38-60	49	1.33	9.03	3.28	22.23
60-83	72	1.27	8.61	4.56	30.85
83-104	94	1.74	11.76	6.29	42.61
104-123	114	1.99	13.48	8.28	56.09
123-142	133	2.11	14.31	10.40	70.40
142-161	152	1.92	13.01	12.32	83.41
161-180	171	1.55	10.52	13.87	93.93
180-222	201	0.90	6.07	14.77	100.00



**Figure III.3.** Courbe hypsométrique de sous bassin 1.

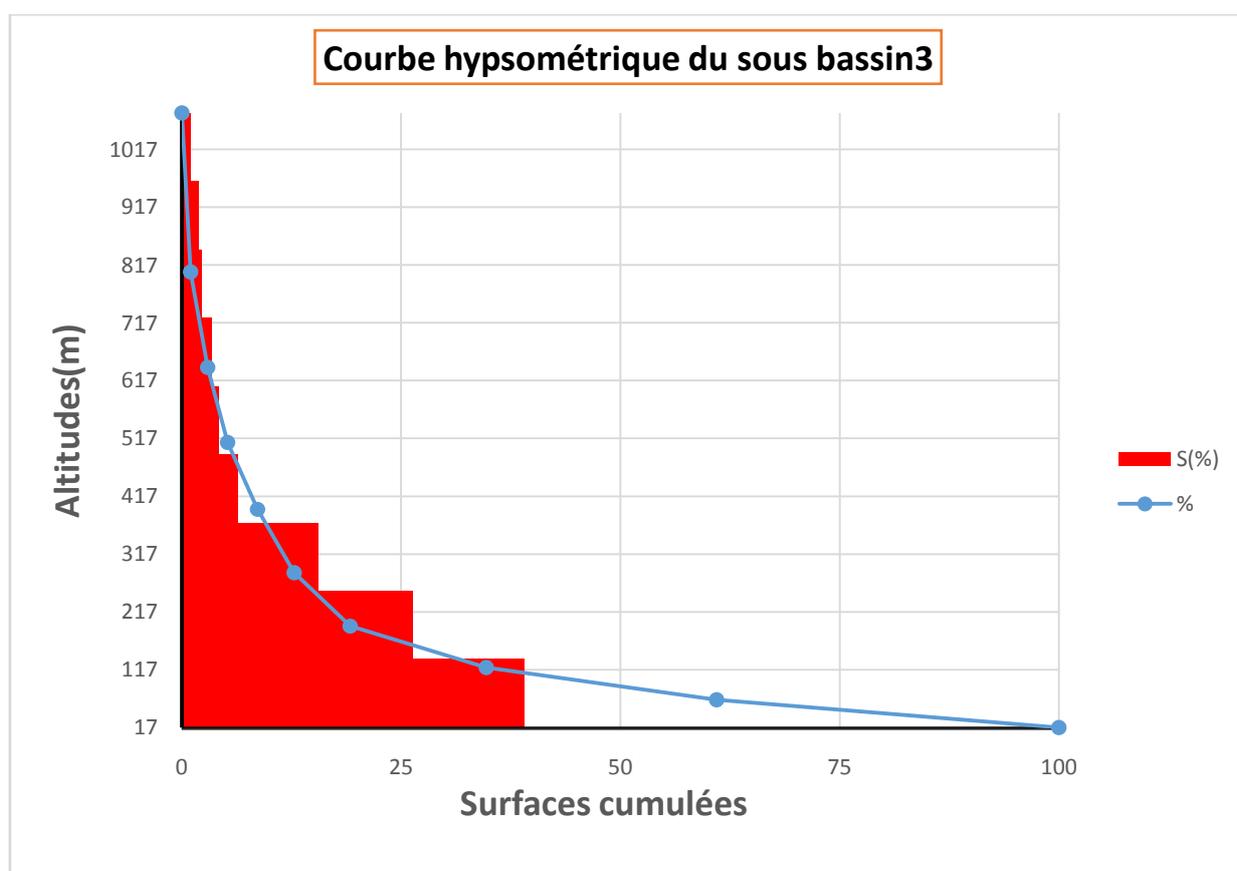
**Tableau III.3.** Paramètres Hypsométriques du sous bassin 2.

Altitudes (m)	Hi (m)	surface (km <sup>2</sup> )	S(%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
25-42	34	4.262	26.674	4.26	26.67
42-64	53	2.385	14.930	6.65	41.60
64-89	77	1.659	10.385	8.31	51.99
89-114	102	1.326	8.299	9.63	60.29
114-135	125	1.708	10.688	11.34	70.98
135-153	144	1.717	10.746	13.06	81.72
153-172	163	1.309	8.194	14.37	89.91
172-193	183	0.965	6.041	15.33	95.96
193-225	209	0.646	4.044	15.98	100.00

**Figure III.4.** Courbe hypsométrique de sous bassin 2

**Tableau III.4.** Paramètres Hypsométriques du sous bassin 3.

Altitudes (m)	Hi (m)	surface (km <sup>2</sup> )	S(%)	S cumulé (Km <sup>2</sup> )	S cumulé (%)
17-65	41	60.180	39.034	60.18	39.03
65-121	93	40.472	26.251	100.65	65.28
121-193	157	23.923	15.517	124.57	80.80
193-285	239	9.864	6.398	134.44	87.20
285-395	340	6.423	4.166	140.86	91.37
395-510	453	5.253	3.408	146.12	94.77
510-640	575	3.535	2.293	149.65	97.07
640-805	723	2.963	1.922	152.61	98.99
805-1080	943	1.561	1.013	154.17	100.00

**Figure III.5.** Courbe hypsométrique de sous bassin 3.

## b. Les altitudes caractéristiques

- **Les altitudes maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique ou encore à partir du modèle numérique du terrain. 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, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

- **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{n+1} + H_n}{2} \quad (\text{III.4})$$

- $H_i$  : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m
- $S_i$  : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en  $\text{km}^2$
- $S$  : Surface totale du bassin versant en  $\text{km}^2$

- **Altitude de fréquence  $\frac{1}{2}$  (la médiane)**

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

- **L'altitude médiane « H 5% »**

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

- **L'altitude médiane « H 95% »**

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

Les résultats de calcul pour les sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 5** Les résultats de calcul d'altitude des trois sous bassin.

Sous Bassin	H <sub>max</sub> (m)	H <sub>min</sub> (m)	H <sub>moy</sub> (m)	H <sub>50%</sub> (m)	H <sub>5%</sub> (m)	H <sub>95%</sub> (m)
SB1	222	20	109.52	116.00	183	26
SB2	225	25	94.79	85.00	190	28
SB3	1080	17	146.26	140	537	20.00

### c. Les pentes du bassin versant

Selon Dudreuil (1974), le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant pour permettre des comparaisons et des classifications entre bassins. Ils sont déterminés à partir de la connaissance des courbes hypsométriques.

#### ➤ Indice de pente globale I<sub>g</sub>

Pour éviter les valeurs extrêmes, L'Institut de Recherche et Développement en France (IRD) a proposé la définition d'un indice global de pente d'un bassin versant, il sert à classer le relief des bassins. Cet indice est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- D : Dénivelée entre H5% et H95% (m).
- L : longueur du rectangle équivalent (Km)
- H5% et H95% : sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%

**Tableau III .6** Classification du relief (O.R.S.T.O.M)

Relief	I <sub>g</sub>
Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
Relief faible	$0,002 < I_g \leq 0,005$
Relief assez faible	$0,005 < I_g \leq 0,01$
Relief modéré	$0,01 < I_g \leq 0,02$
Relief assez fort	$0,02 < I_g \leq 0,05$
Relief fort	$0,05 < I_g \leq 0,1$
Relief très fort	$I_g \geq 0.1$

#### ➤ Pente moyenne du bassin versant « Im »

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5*L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_3)}{S} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- $\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives
- $L_1 L_2 \dots L_n$  : les longueurs des courbes de niveaux (Km)
- $S$  : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

Le tableau ci-dessous présente les longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau :

**Tableau III.7.** Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.

Altitudes (m)	Longueurs des courbes (m)				
	Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB
100		11.267	5.412	32.957	49.635
200		0.727	3.629	28.482	32.838
300		/	/	16.970	16.970
400		/	/	14.439	14.439
500		/	/	13.282	13.282
600		/	/	9.061	9.061
700		/	/	6.538	6.538
800		/	/	3.293	3.293
900		/	/	2.837	2.837
1000		/	/	0.618	0.618

D'après le plan topographique les longueurs des cours d'eau principaux sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau III 8.** Les longueurs des cours d'eau principales

Les oueds	Oued 1	Oued 2	Oued 3
L (Km )	6.29	1.52	24.40

➤ **Indice de pente classique**

L'indice de pente classique consiste à rapporter le dénivelé d'altitude entre les deux points extrêmes du bassin à la longueur du bassin définie par la longueur du rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta h}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- $I_{pm}$  La pente moyenne du bassin versant en m/km
- $DH$ : L'altitude moyenne en (m)
- $L$ : La longueur du rectangle équivalent en (km).

### ➤ La dénivelée spécifique

L'indice de pente global décroît pour un même bassin lorsque sa surface augmente. La comparaison des pentes de bassins de taille différente se fait en se basant sur le dénivelé spécifique qui dérive de la pente globale en la corrigeant de l'effet de la surface.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{III.8})$$

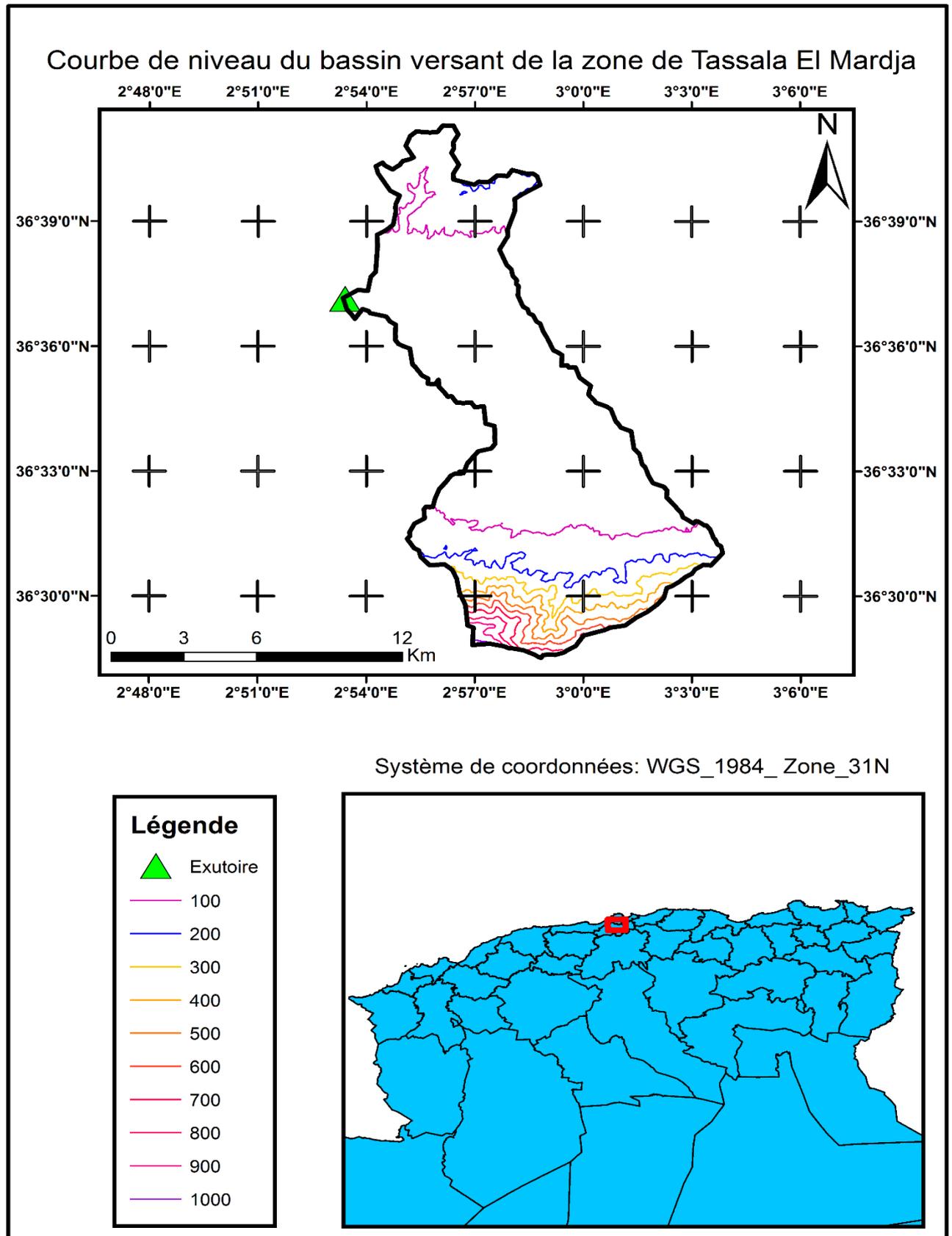
Avec :

- $D_s$  : dénivelée spécifique ;
- $S$  : surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ) ;
- $I_g$  : indice de pente globale.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III .9** Classification du relief (O.R.S.T.O.M)

Sous Bassin	$I_m$	$I_{pm}$	$I_g$	Relief
<b>SB1</b>	0.024	0.039	0.029	Relief assez fort
<b>SB2</b>	0.032	0.040	0.030	Relief assez fort
<b>SB3</b>	0.024	0.039	0.029	Relief assez fort



**Figure III.6 :** Carte de courbe de niveau du bassin versant de la zone de TESSALA EL MERDJA

### III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants

#### III.1.1.4.1. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est due à quatre facteurs principaux :

- **La géologie** : par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion.
- **Le climat** : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.
- **La pente du terrain** : détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- **La présence humaine** : Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de STRAHLER (1957) qui est la plus utilisée.

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 1:

- Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre  $n$ , le cours d'eau résultant est d'ordre  $n+1$ .
- Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par :

$$\checkmark \quad n + n = n + 1$$

$$\checkmark \quad n + m = \max (n,m)$$

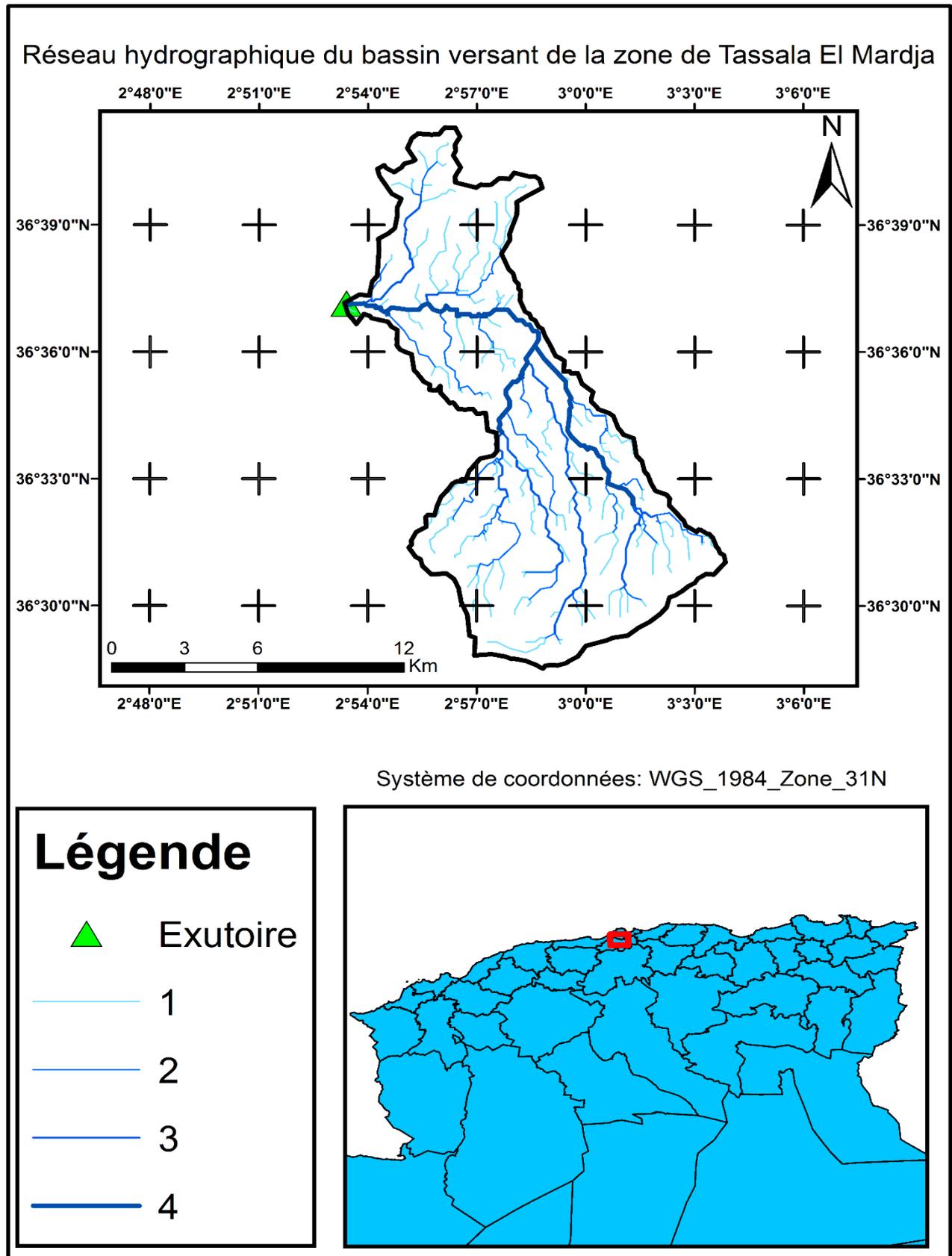


Figure III.7 :Carte hydrographique du bassin versant de la zone de TASSALA EL MARDJA

### III.1.1.4.2. Paramètres du réseau hydrographique

#### a. Densité de drainage

Le réseau hydrographique est caractérisé par sa densité de drainage. Celle-ci est définie comme la longueur moyenne du réseau hydrographique par Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- $D_d$  : densité de drainage [km/km<sup>2</sup>]
- $\sum L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre  $i$  (km)
- $S$  : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.10.** L'indice de drainage des quatre sous bassin

Sous Bassin	$\sum L_i(\text{km})$	S(km <sup>2</sup> )	$D_d$ (km/km <sup>2</sup> )
SB1	141.59	14.769	9.6
SB2	110.52	15.977	6.91
SB3	110.52	154.174	0.72

#### b. La densité hydrographique « F »

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

$$D_d = \frac{\sum N_i}{S} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- $F$  : densité hydrographique [km<sup>-2</sup>].
- $N_i$  : nombre de cours d'eau d'ordre.
- $S$  : superficie du bassin [km<sup>2</sup>].
- Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III.11.** La densité hydrographique des trois sous bassin.

Sous Bassin	$\sum N_i$	S(km <sup>2</sup> )	F
SB1	18	14.769	1.097
SB2	31	15.977	1.098
SB3	340	154.174	2.205

### c. Coefficient de torrentialité

C'est un coefficient qui tient compte à la fois de la fréquence des thalwegs élémentaires par la densité de drainage comme suit :

$$C_t = D_d \cdot F \text{ (III.11)}$$

Avec :

- $D_d$  : densité de drainage.
- $F$  : densité hydrographique.

**Tableau III. 12** La coefficient de torrentialité des trois sous bassin

Sous Bassin	$C_t$
SB1	0.89
SB2	0.62
SB3	1.84

### d. Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration  $T_c$  ou temps de pointe, est le temps nécessaire pour qu'une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour parvenir à l'exutoire. Son calcul se fait en utilisant les formules empiriques suivantes:

#### ➤ Formule de KIRPICH

$$T_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385} \text{ (III.12)}$$

Avec :

- $T_c$  : le temps de concentration (min).
- $L$  : la longueur du Talweg principal (m).
- $I$  : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

#### ➤ La formule de TURRAZZA

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} \text{ (III.13)}$$

Avec :

- $T_c$  : le temps de concentration (min).
- $S$  : la surface du bassin versant (Ha).

#### ➤ Formule ESPAGNOLE

$$T_c = 0.126 \left( \frac{L_{cp}}{I_{moy}^{0.25}} \right)^{0.76} \text{ (III.14)}$$

Avec :

- Imoy : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).
- Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

➤ **La formule PASSINI**

$$T_c = 0.108 * \frac{(S*L)^{1/3}}{l^{1/2}} \text{ (III.15)}$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>].
- Lp : longueur du talweg principale en [Km].
- Im : pente moyenne de bassin versant (m/m).

Le tableau suivant résume les résultats de deux sous bassins :

**Tableau III.13.** Temps de concentration pour les différents auteurs.

Auteurs	Formules	Temps de concentration		
		SB1	SB2	SB3
<b>TURRAZZA</b>	$T_c = 1.662 \times S^{0.5}$	1.06	1.11	3.44
<b>ESPAGNOLE</b>	$T_c = 0.126 \left( \frac{L_p}{I_{moy}^{0.25}} \right)^{0.76}$	1.22	0.62	4.03
<b>KIRPICH</b>	$T_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385}$	1.61	0.63	6.34
<b>PASSINI</b>	$T_c = 0.108 * \frac{(S*L)^{1/3}}{l^{1/2}}$	2.68	0.53	6.87

❖ **Interprétation :**

Parmi les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus nous optons pour les résultats issus de ces deux formules **TURRAZZA** et **PASSINI**.

- ✓ Pour le **SB1** et **SB3** on opte pour les débits de la méthode de **TURRAZZA**
- ✓ Pour le **SB2** on opte pour les débits de la méthode de **PASSINI**

Car celle tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).

**Tableau III. 14** Le temps de concentration choisis de chaque sous bassin

Sous Bassin	Formules choisies	Tc(h)
SB1	TURRAZA	1.06
SB2	PASSINI	0.53
SB3	TURRAZA	3.44

**e. Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- L : Longueur de talweg principal en [Km];
- Tc : temps de concentration en [heure].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III 15.** La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants

Sous Bassin	L(km)	Tc(h)	Vr(km/h)
SB1	6.29	1.06	5.93
SB2	1.52	0.53	2.87
SB3	24.40	3.44	7.09

**f. La pente moyenne du cours d'eau :**

La pente moyenne du cours d'eau principal permet de déterminer la vitesse d'écoulement vers l'exutoire. Une pente douce ou nulle laisse l'eau s'infiltrer dans le sol

tant dis qu'une forte pente facilite l'écoulement superficiel. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{D}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- I<sub>c</sub> : pente moyenne du cours d'eau principal en %
- D : Dénivelée entre H<sub>max</sub> et H<sub>min</sub> (m).
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

La valeur des pentes des deux sous bassins sont exprimés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16.** La pente moyenne du cours d'eau des deux sous bassins

<b>Sous Bassin</b>	<b><math>\Delta H(m)</math></b>	<b>L(km)</b>	<b>Ic(m/m)</b>
<b>SB1</b>	63	6.291	0.010
<b>SB2</b>	64	1.524	0.042
<b>SB3</b>	104	24.396	0.004

Ci-dessous le tableau suivant récapitule les caractéristiques du bassin versant et des deux sous bassin.

**Tableau III.17.** Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant

<b>Désignation</b>		<b>Symbole</b>	<b>Unités</b>	<b>SB1</b>	<b>SB2</b>	<b>SB3</b>
<b>Superficie</b>		S	Km <sup>2</sup>	14.769	15.977	154.174
<b>Périmètre</b>		P	Km	23.345	19.034	77.145
<b>Longueur du thalweg principal</b>		L	Km	6.291	1.523	24.396
<b>Pente du thalweg principal</b>		Ic	%	0.01	0.042	0.004
<b>Indice de compacité</b>		Kc	-	1.702	1.333	1.740
<b>Coefficient d'allongement</b>		Ca	-	5.463	0.145	3.860
<b>Rectangle Équivalent</b>	<b>Longueur</b>	Lr	Km	7.244	33.728	10.134
	<b>Largeur</b>	lr	Km	2.206	4.571	1.456
<b>Altitudes</b>	<b>Maximale</b>	Hmax	m	225	1080	222
	<b>Moyenne</b>	Hmoy	m	94.788	146.264	109.522
	<b>Médiane</b>	Hmed	m	85	140	116
	<b>Minimale</b>	Hmin	m	25	17	20
<b>Pente moyenne de B. V</b>		Im	%	2.4	3.9	2.9
<b>Indice de pente globale</b>		Ig	%	3.2	4	3
<b>Indice de pente moyenne</b>		Im	%	2.4	3.9	2.9
<b>Densité de drainage</b>		Dd	Km/Km <sup>2</sup>	0.812	0.566	0.833
<b>Coefficient de torrentialité</b>		Ct	-	0.891	0.621	1.838
<b>Temps de concentration</b>		Tc	h	1.065	0.534	3.439
<b>Vitesse de ruissellement</b>		Vr	Km/h	5.908	2.854	7.093

## III.2. Etude des précipitations

### III.2.1. Pluviométrie

Pour l'évaluation des pluies moyennes annuelles, on a pris en compte dans son analyse la station de Boufarik, qui paraît la plus crédible vu sa longue série pluviométrique (19-2018), sa situation proche à notre zone d'étude ainsi que son altitude par rapport au bassin versant.

La station disponible sur le site est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III.18** Coordonnées de la station pluviométrique de BOUFARIK

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
021209	A N R H	518.55	363.4	60	1970-2018	41

Source : Direction des ressources en eau W. Alger

Les données climatologiques sont obtenues à partir de la station météorologique de Dar El Beida (Office National de la Météorologie).

**Tableau III.19.** Coordonnées de la station utilisée dans l'étude climatologique.

Station	Numéro	Code	Latitude (Nord)	Longitude (E/W)	Altitude (mètre)
Alger	6	390	36° 43'	03°15'	24

#### III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle.

**Tableau III.20. Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik**

Mois	Sept	oct	Nov	Déc	jan	fév	mars	avr	mai	Juin	juil	Août
<b>P en mm</b>	28,5	73,4	89,9	94,5	92,3	73,6	64,9	63,9	42,1	12,1	2,3	5,6
<b>P en %</b>	4,4	11,4	14,0	14,7	14,4	11,4	10,1	9,9	6,5	1,9	0,4	0,9

Notons un pic au mois de Décembre estimé à 94.5 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 2.3 mm, et une moyenne mensuelle de 650mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

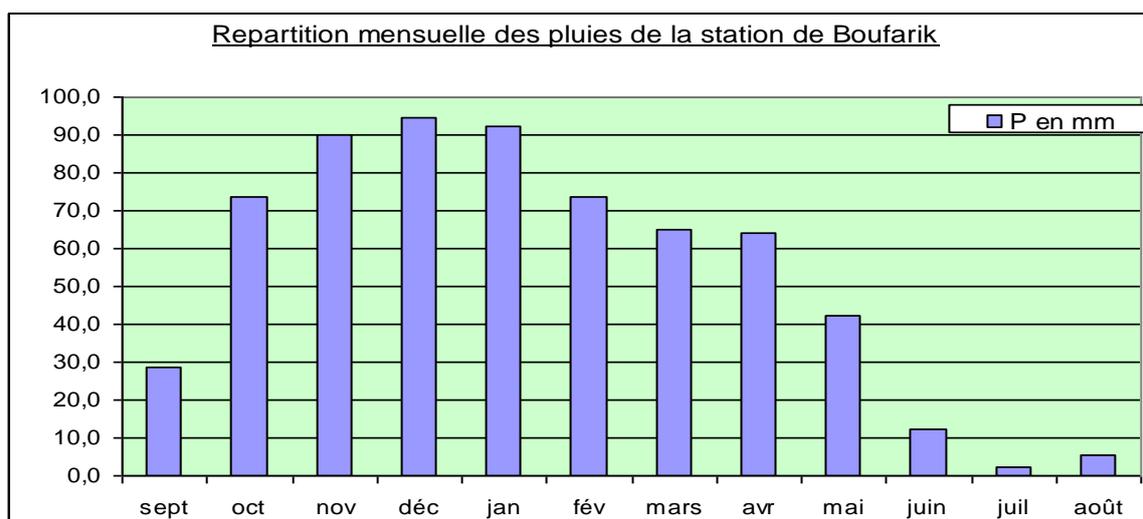


Figure III.8. Répartition mensuelle des précipitations, station de Boufarik.

### III.2.1.2. Estimation des Pluies maximales journalières

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

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par des lois théoriques puis on choisira la plus adéquate, afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

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

**Tableau III.21. Séries des Pluies Maximales Journalières (1970-2010) de la station de BOUFARIK.**

N	Années	p(mm)
1	1970	100.7
2	1971	69.6
3	1972	46.1
4	1973	41.1
5	1974	36.1
6	1975	46
7	1976	65.3
8	1977	46
9	1978	33.4
10	1979	43
11	1980	59.5
12	1981	51.9
13	1982	105.5
14	1983	128
15	1984	59.3
16	1985	35.9
17	1986	45.4
18	1987	33
19	1988	28.2
20	1989	108
21	1990	51.2
22	1991	95.4
23	1992	41.1
24	1993	58.6
25	1994	51.1
26	1995	45.5
27	1996	31.6
28	1997	27.7
29	1998	48.9
30	1999	28.4
31	2000	53.5
32	2001	49.3
33	2002	45.3
34	2003	59.8
35	2004	42
36	2005	55
37	2006	56.2
38	2007	51.5
39	2008	90.2
40	2009	54
41	2010	23

Les caractéristiques de la série pluviométrique sont déterminées à l'aide de logiciel HYFRAN représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.22.** Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formule	Formule
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{41} X_i}{N}$	54.67
Ecart type « $\delta_x$ » Pourn > 30 ans	$\delta_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{41} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	16.646
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\delta_x}{\bar{X}}$	0.3190
L'exposant climatique	b=0.40	

### III.2.1.2.1. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières

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

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

- la loi de GUMBEL (droite de HENRY).
- la loi de log-normale (droite de GALTON).

### III.2.1.2.2. Ajustement des pluies maximales journalières

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

Dans présente étude on applique la loi de GALTON (Loi Log normale) et la loi de GUMBEL (Double exponentiel) en utilisant le logiciel HYFRAN.

### a) Ajustement à la loi de GUMBEL (Méthode des moments)

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \text{ (III.20)}$$

Tel que :  $y = a(x - x_0)$

- $1/a$  : La pente de la droite de Gumbel,
- $y$  : Variable réduite de GUMBEL,
- $x$  : Précipitation maximale journalière (mm),
- $x_0$  : Ordonnée à l'origine en (mm).

On peut écrire :

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \text{ (III.21)}$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n.
- ✓ Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

D'où :

- $m$ : l'ordre de classement;
- $N$  : taille de l'échantillon;

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :  $y = -\ln(-\ln(F(x)))$ .

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement «  $a$  » et «  $x_0$  ».
- ✓ Représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier GUMBEL.

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL**

<b>Période de retour (ans)</b>	<b>Probabilité de fréquence (q)</b>	<b>Pluie max jour en (mm)</b>	<b>Ecart-type</b>	<b>Intervalle de confiance</b>
10000	0.9999	215	28.5	159 – 271
2000	0.9995	185	23.6	139 – 232
1000	0.999	172	21.6	130 – 215
200	0.995	142	16.7	110 – 175
100	0.99	130	14.6	101 – 158
50	0.98	117	12.6	91.9 – 141
20	0.95	99.2	9.83	79.9 – 118
10	0.9	85.8	7.78	70.5 – 101
5	0.8	71.8	5.76	60.5 - 83.1
3	0.6667	60.7	4.35	52.2 - 69.2
2	0.5	50.7	3.42	44 - 57.5
1	0.3	40.5	3.14	34.3 - 46.6

❖ **GUMBEL (Méthode des moments) :**

Nombre d'observations : 41

- **Paramètre :**

- $U = 43.922015$
- $\text{Alpha} = 18.613215$

- **Quantiles :**

- $q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)
- $T = 1 / (1-q)$  (période de retour)
- $X_t$  : la précipitation pour une période de retour donnée

❖ **Test d'homogénéité :**

Test d'adéquation du Khi carré

- **Hypothèses :**

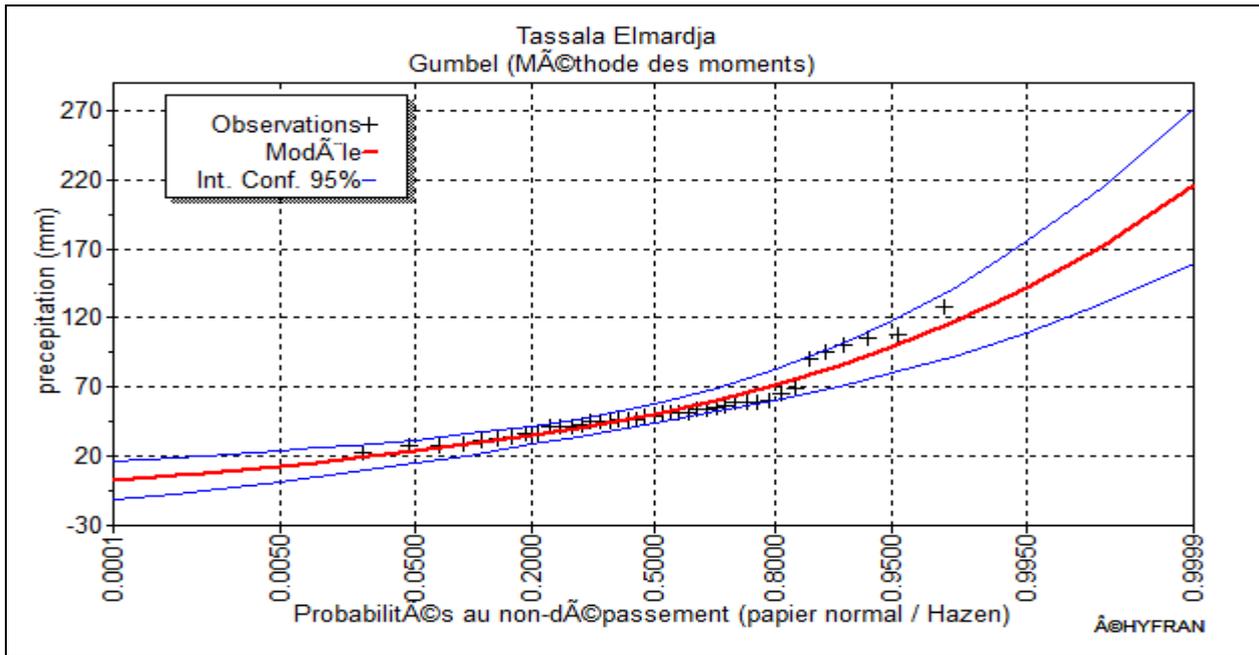
- $H_0$  : l'échantillon provient de la loi de GUMBEL
- $H_1$  : l'échantillon ne provient pas de la loi de GUMBEL.
-

• **Résultats**

- Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 7.20$
- P-value :  $P = 0.2065$
- Degrés de liberté : 5
- Nombre de classes : 8

❖ **Interprétation**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5% . La figure III.11 illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments).



**Figure III.9.** Représentation graphique de la loi de GUMBEL

Source : Logiciel HYFRAN

**Tableau III.24 :** Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi Log Normal	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	23
Maximum	Aucun	128
Moyenne	54.7	54.7
Ecart-type	23.9	23.9
Médiane	50.7	49.3
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.44
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	4.22

**b) Ajustement à la loi de LOG NORMALE (maximum de vraisemblance)**

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.22})$$

Ou :

- $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS).
- $\sigma_x$  : L'écart-type de l'échantillon

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log}(p \%) = \overline{\text{Log}X} + \delta \cdot \text{Log} u(p \%)$$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{41} \overline{\text{Log}X_i}}{N} \quad (\text{III.23})$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau.

**Tableau III.25 :** Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	241	127	143 – 292
2000	0.9995	200	84.6	127 – 240
1000	0.999	184	69.2	120 – 219
200	0.995	148	39.4	104 – 174
100	0.99	133	29.2	96.5 – 155
50	0.98	118	20.6	88.9 – 137
20	0.95	99.7	11.9	78.4 – 114
10	0.9	85.5	7.87	69.9 - 97.1
5	0.8	71	6.11	60.4 - 80.1
3	0.6667	59.8	5.44	52.3 - 67.3
2	0.5	50	4.49	44.4 - 56.6
1	0.3	40.2	3.06	35.8- 46.4

**❖ LOG NORMALE :**

Nombre d'observations : 41

**• Paramètre :**

- $\mu=3.84$
- $\sigma=0.42$

**• Quantiles :**

- $q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)
- $T = 1 / (1-q)$  (période de retour)
- $X_t$  : la précipitation pour une période de retour donnée

**❖ Test d'homogénéité :**

Test d'adéquation du Khi carré

**• Hypothèses :**

- $H_0$  : l'échantillon provient d'une loi -log normale
- $H_1$  : l'échantillon ne provient pas d'une loi-log normale.

**• Résultats :**

- Résultat de la statistique :  $X^2 = 7.20$
- P-value :  $P = 0.2065$
- Degrés de liberté : 5
- Nombre de classes : 8

**❖ Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5% . La figure suivante illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log Normale).

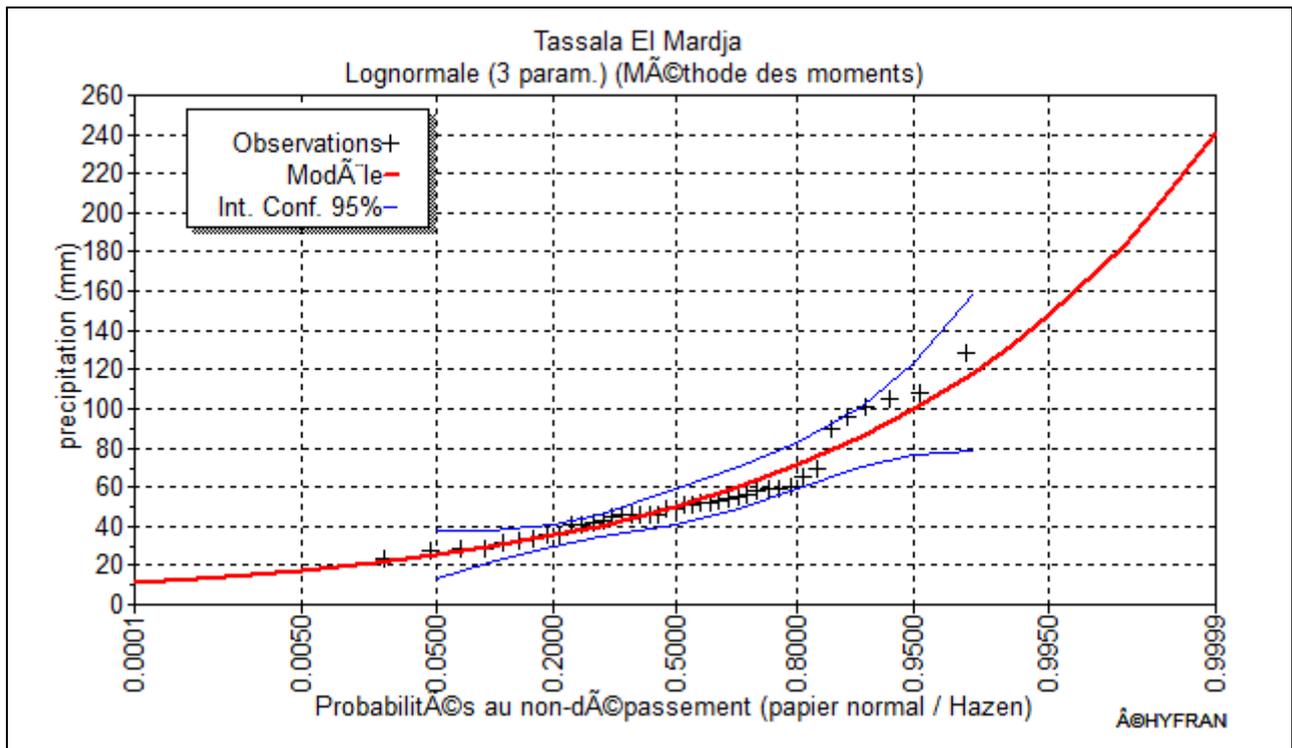


Figure III.10. Représentation graphique de la loi de GALTON et de l'échantillon

Tableau III.26 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi de GALTON	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	23
Maximum	Aucun	128
Moyenne	54.5	54.7
Ecart-type	22.3	23.9
Médiane	50.5	49.3
Coefficient de variation (Cv)	0.408	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.29	1.44
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.11	4.22

### III.2.1.2.3. Choix de la loi d'ajustement

- Comparaison entre les deux lois d'ajustement

La figure III.10 montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement (Loi de Gumbel et la loi de Galton).

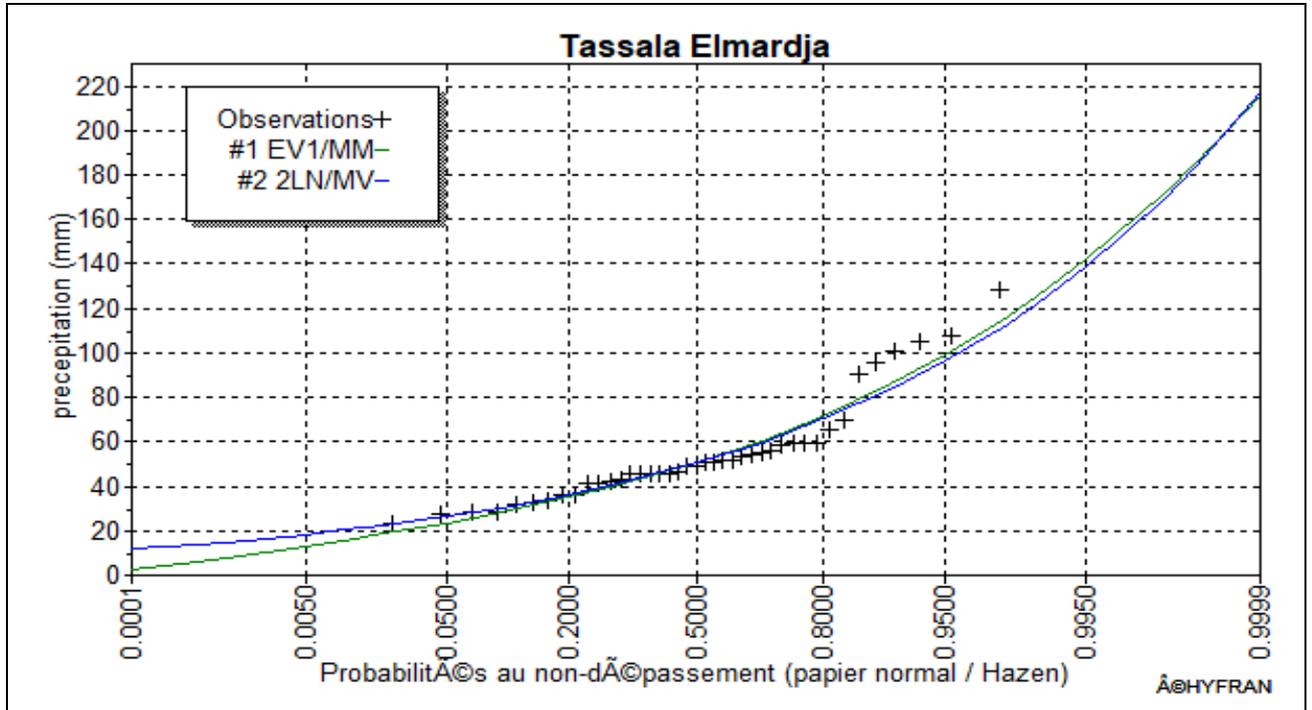


Figure III.11 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement.

Tableau résumé T= 100

Taille de l'échantillon : 41

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi   x)	BIC	AIC
Gumbel (Méthode des moments)	2	129.546	50.00	71.12	369.758	366.331
Lognormale (3 param.) (Méthode des mom)	3	133.008	50.00	28.88	371.560	366.419

P(Mi) : probabilité A priori P(Mi | x) : probabilité A posteriori (Méthode de Schwarz BIC : critères d'information Bayésien AIC : critères d'information Akaïke

Figure III.12 : Critère de Comparaison entre les deux lois d'ajustement.

Après l'analyse des deux graphes résultants des deux lois d'ajustement on remarque que les deux graphes sont presque identiques, donc on ne peut pas faire un choix et pour cela on doit effectuer un test d'adéquation.

Le tableau suivant montre les résultats de test d'homogénéité de deux lois de GUMBEL et GALTON :

**Tableau III.27** : Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	X <sup>2</sup> calculée	X <sup>2</sup> théorique
Gumbel	5	8	7.20	11.07
Log normal	5	8	7.20	11.07

A parti du tableau d'homogénéité On constate que  $x_{cal}^2 \leq x_{th}^2$  pour les deux lois d'ajustement. Donc les deux lois s'ajustent avec notre série mais on opte pour la loi qui donne le maximum des  $P_{jmax}$  donc on a choisis la loi de **GALTON (Log Normale)**.

### III.2.1.3. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule suivante :

$$P_t = P_{jmax} * \left(\frac{T}{24}\right)^b \quad (III.24)$$

Avec :

- $P_t$  (%) : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{jmax}$  (mm)
- $P_{jmax}$  : 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 ( $b = 0,4$  selon les études régionales de l'ANRH)

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

$$I_t = \frac{P_{jmax}}{24} * \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \quad (III.25)$$

Avec :

- $I$  : l'intensité maximale de période  $t$  (h).
- $P$  : Pluies de courte durée (mm).
- $I$  : Intensité maximale (mm/h).

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

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

T (ans)	1000.00		200.00		100.00		50.00		20.00		10.00		5.00	
F(%)	0.10		0.50		1.00		2.00		5.00		10.00		20.00	
Pjma x (mm)	139.00		117.00		108.00		98.3		85.7		75.9		65.5	
Durée (h)	Pt(m m/h)	It(m m/h)												
0.25	29.6	118.6	23.8	95.4	21.4	85.7	19.0	76.0	16.1	64.2	13.8	55.1	11.4	45.8
0.50	39.1	78.2	31.5	62.9	28.3	56.5	25.1	50.2	21.2	42.4	18.2	36.3	15.1	30.2
1.00	51.6	51.6	41.5	41.5	37.3	37.3	33.1	33.1	28.0	28.0	24.0	24.0	19.9	19.9
2.00	68.1	34.0	54.8	27.4	49.2	24.6	43.7	21.8	36.9	18.4	31.6	15.8	26.3	13.1
3.00	80.1	26.7	64.4	21.5	57.9	19.3	51.4	17.1	43.4	14.5	37.2	12.4	30.9	10.3
4.00	89.9	22.5	72.3	18.1	65.0	16.2	57.6	14.4	48.7	12.2	41.8	10.4	34.7	8.7
5.00	98.2	19.6	79.0	15.8	71.0	14.2	63.0	12.6	53.2	10.6	45.7	9.1	37.9	7.6
6.00	105.7	17.6	85.0	14.2	76.4	12.7	67.8	11.3	57.3	9.5	49.1	8.2	40.8	6.8
7.00	112.4	16.1	90.4	12.9	81.2	11.6	72.1	10.3	60.9	8.7	52.2	7.5	43.4	6.2
8.00	118.6	14.8	95.4	11.9	85.7	10.7	76.0	9.5	64.2	8.0	55.1	6.9	45.8	5.7
9.00	124.3	13.8	100.0	11.1	89.8	10.0	79.7	8.9	67.3	7.5	57.8	6.4	48.0	5.3
10.00	129.6	13.0	104.3	10.4	93.7	9.4	83.1	8.3	70.2	7.0	60.2	6.0	50.0	5.0
11.00	134.7	12.2	108.3	9.8	97.3	8.8	86.4	7.9	73.0	6.6	62.6	5.7	52.0	4.7
12.00	139.4	11.6	112.2	9.3	100.8	8.4	89.4	7.5	75.6	6.3	64.8	5.4	53.8	4.5
13.00	144.0	11.1	115.8	8.9	104.1	8.0	92.3	7.1	78.0	6.0	66.9	5.1	55.6	4.3
14.00	148.3	10.6	119.3	8.5	107.2	7.7	95.1	6.8	80.4	5.7	68.9	4.9	57.2	4.1
15.00	152.5	10.2	122.6	8.2	110.2	7.3	97.8	6.5	82.6	5.5	70.8	4.7	58.8	3.9
16.00	156.5	9.8	125.8	7.9	113.1	7.1	100.3	6.3	84.8	5.3	72.7	4.5	60.4	3.8
17.00	160.3	9.4	128.9	7.6	115.9	6.8	102.8	6.0	86.9	5.1	74.5	4.4	61.9	3.6
18.00	164.0	9.1	131.9	7.3	118.5	6.6	105.2	5.8	88.9	4.9	76.2	4.2	63.3	3.5
19.00	167.6	8.8	134.8	7.1	121.1	6.4	107.5	5.7	90.8	4.8	77.9	4.1	64.7	3.4
20.00	171.1	8.6	137.6	6.9	123.6	6.2	109.7	5.5	92.7	4.6	79.5	4.0	66.0	3.3
21.00	174.4	8.3	140.3	6.7	126.1	6.0	111.9	5.3	94.5	4.5	81.1	3.9	67.3	3.2
22.00	177.7	8.1	142.9	6.5	128.5	5.8	114.0	5.2	96.3	4.4	82.6	3.8	68.6	3.1
23.00	180.9	7.9	145.5	6.3	130.8	5.7	116.0	5.0	98.0	4.3	84.1	3.7	69.8	3.0
24.00	184.0	7.7	148.0	6.2	133.0	5.5	118.0	4.9	99.7	4.2	85.5	3.6	71.0	3.0

Les courbes des pluies fréquentielles ainsi que les courbes des intensités durée-fréquences sont présentées respectivement par les figures suivantes :

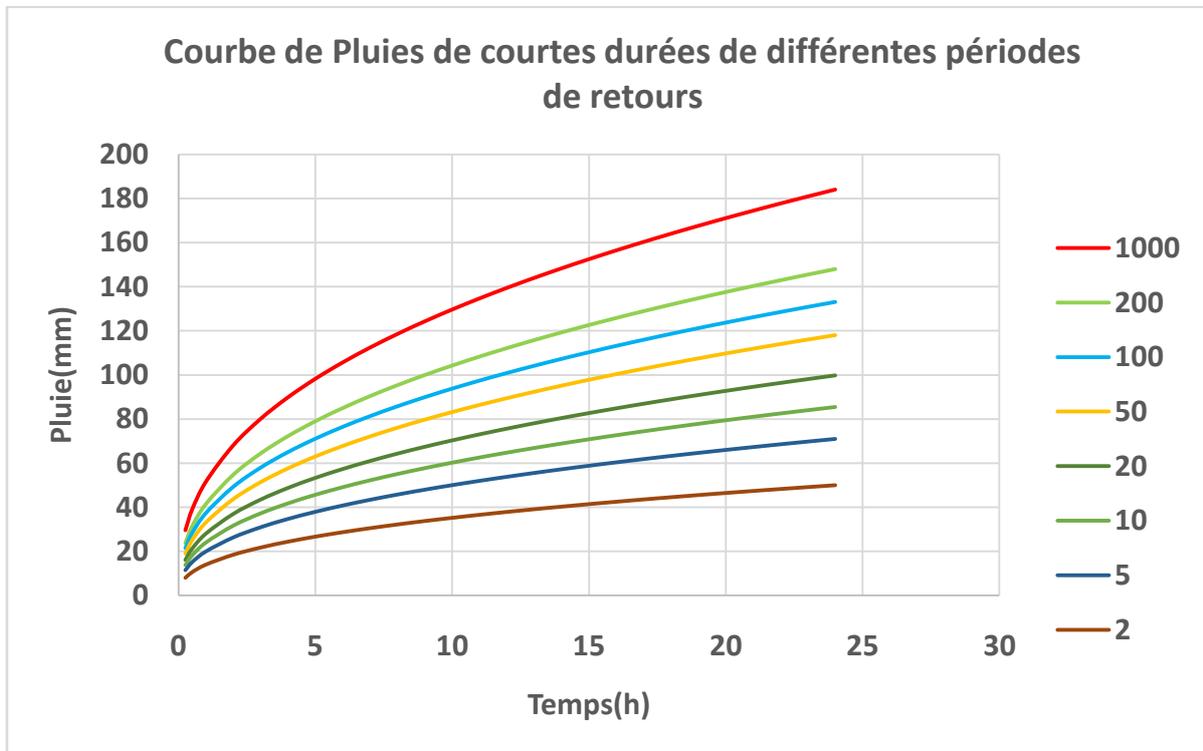


Figure III.13 : Courbe de pluie de courte durée de différentes fréquences

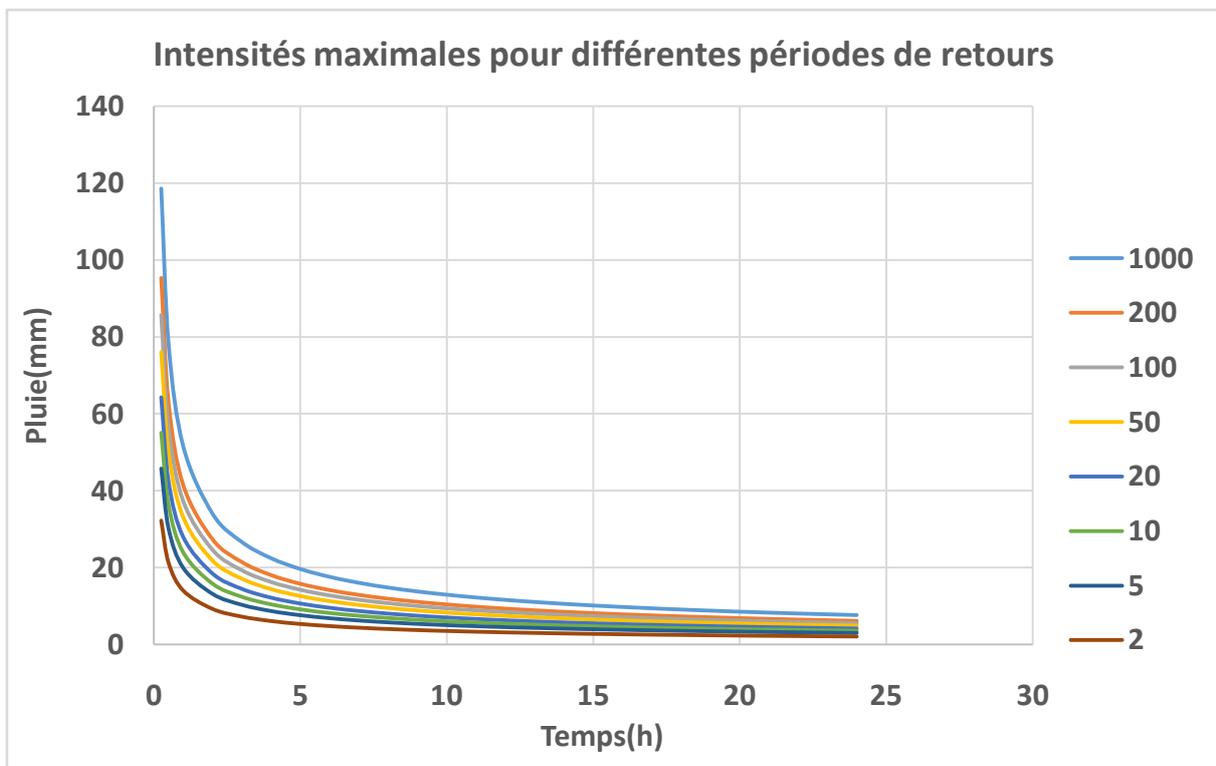


Figure III.14 : Courbe des Intensités maximales pour différentes périodes de retours.

### III.3. Etude des apports (Laborde, 2003).

#### III.3.1. Détermination des apports liquides moyennes interannuels

L'apport moyen interannuel est estimé par l'utilisation des formules empiriques,

Des différents auteurs, suivantes :

##### III.3.1.1. Formule de DERIE II

$$A = 0.513 * 2.683 P * D_d * S^{0.84} \quad (\text{III.26})$$

Avec:

- P : Pluie moyenne annuelle (mm).
- $D_d$  : Densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>).
- S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

**Tableau III.29.** Résultats de calcul de l'apport liquide par la formule DERIE II.

SBV	p(m)	S(km2)	Dd(km/km2)	A(Mm3)	A(m3)
SB1	0.6246	14.768814	0.812099536	1.137407	1137407
SB2	0.6246	15.977324	0.565860716	0.846793	846793.3
SB3	0.6246	154.173974	0.833318255	8.41073	8410730

##### III.3.1.2. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 * P_{\text{moy}}^{2.684} * S^{0.84} \quad (\text{III.27})$$

Avec :

- $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m).
- S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

**Tableau III.30.** Résultats de calcul de l'apport liquide par la formule ANRH

SBV	p(m)	S(km2)	A(Mm3)	A(m3)
SB1	0.6246	14.768814	2.496926859	2496927
SB2	0.6246	15.977324	2.667885654	2667886
SB3	0.6246	154.173974	17.99376841	17993768

**III.3.1.3. Formule dite ‘Algérienne’**

$$L_e = P. (1 - 10^{-KP^2}). 10^3 \quad (\text{III.28})$$

$$A = L_e. S \quad (\text{III.29})$$

Avec :

- $K = 0.18 - 0.01 * \log(S)$
- $P$  : précipitation moyenne interannuelle en (m)

**Tableau III.31. Résultats de calcul de d’apport liquide par la formule Algérienne**

SB	p(m)	S(km2)	k	Le(mm)	A(m3)	A(Mm3)
SB 1	0.62	14.77	0.17	87.64	1294349.31	1.29
SB 2	0.62	15.98	0.17	87.48	1397631.11	1.40
SB 3	0.62	154.17	0.16	82.70	12750902.94	12.75

**III.3.1.4. Formule de MEDINGUER**

$$A = L_e * S \quad (\text{III.30})$$

$$L_e = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 (0.1) \quad (\text{III.31})$$

Avec :

- $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en (m).
- $S$  : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>].
- $L_e$  : Lame d'eau écoulée en (mm).

**Tableau 0.32. Résultats de calcul de d’apport liquide par la formule de MEDINGUER**

SB	p(m)	S(km2)	Le(m3)	A(Mm3)	A(m <sup>3</sup> )
SB1	0.62	14.77	0.14	2.01	2010383.48
SB2	0.62	15.98	0.14	2.17	2174890.16
SB3	0.62	154.17	0.14	20.99	20986709.56

Calculons les erreurs des quatre formules peuvent nous indiqués formule la plus fiable :

**Tableau III.33 : Résultats de calcul des erreurs pour le choix des apports**

SB	D2	ANRH	MED	ALG	SOMME	MOY	ERREUR			
SB1	1137406.6	2496926.9	2010383.5	1294349.3	6939066.3	1734766.6	0.3	1.4	0.2	0.3
SB2	846793.3	2667885.7	2174890.2	1397631.1	7087200.2	1771800.1	0.5	1.5	0.2	0.2
SB3	8410730.0	17993768.4	20986709.6	12750902.9	60142110.9	15035527.7	0.4	1.2	0.4	0.2

On opte pour la valeur obtenue par la formule d’Algérienne car elle est la valeur la plus proche de la valeur moyenne des quatre formules comme le montre le tableau suivant :

**Tableau 0.34. Récapitulatif des Apports moyens interannuels Finals**

SB	A(Mm3)
SB1	1.29
SB2	1.39
SB3	12.75

### III.3.2. Etude des caractéristiques de l'écoulement

#### III.3.2.1. Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{III.32})$$

Avec :

- $A_0$  : Apport moyen annuel (l).
- T : Temps d'une année en secondes =  $365 \times 24 \times 3600 = 3153600$  s.

**Tableau 0.35 Module d'écoulement de chaque sous bassin**

SB	A(Mm3)	A(l)	T(s)	Me(l/s)
SB1	1.29	1294349308	31536000	41.04
SB2	1.39	1397631109	31536000	44.31
SB3	12.75	12750902939	31536000	404.32

#### III.3.2.2. Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

- $M_e$  : Module de l'écoulement (l/s).
- S : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).

**Tableau III.36 Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin**

SBV	S(km2)	Me(l/s)	$M_0(\text{l/s/km}^2)$
SB1	14.76	41.04	2.77
SB2	15.97	44.31	2.77
SB3	154.17	404.32	2.62

### III.3.2.3. Lame d'eau écoulée

$$\text{On a: } L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III.34})$$

Avec :

- A : Apport moyen annuel
- S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

**Tableau 0.37. Lame d'eau écoulée de chaque sous bassin**

SBV	S(km2)	A(Mm3)	L(mm)
SB1	14.77	1.29	87.64
SB2	15.98	1.40	87.48
SB3	154.17	12.75	82.70

### III.3.2.4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (\text{III.35})$$

Avec :

- P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle (mm).
- L<sub>e</sub> : Lame d'eau écoulée (mm).

**Tableau 0.38 Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin**

SB	L(mm)	Pmoy(mm)	Ce
SB1	87.64	624.60	0.14
SB2	87.48	624.60	0.14
SB3	82.70	624.60	0.13

### III.3.2.5. Coefficient de variation

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

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = a - 0,063 \log (S+1) \quad (\text{III.36})$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log (M_0) \quad (\text{III.37})$$

- M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement relatif (l/s/km<sup>2</sup>).

**Tableau III.39 Coefficient de variation avec la formule de SOKOLOVSKY**

SBV	S(km2)	M0(l/s/km2)	A	Cv
SB1	14.77	2.78	0.65	0.58
SB2	15.98	2.77	0.65	0.57
SB3	154.17	2.62	0.66	0.52

- **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad (\text{III.38})$$

Avec :

- S : Superficie du bassin en (km<sup>2</sup>).

**Tableau III.40 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV**

SBV	S(km2)	Cv
SB1	14.768814	0.357668283
SB2	15.977324	0.357626993
SB3	154.173974	0.353230118

- **Formule de KRISTIKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} * M_0^{0.27})} \quad (\text{III.39})$$

Avec :

- M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].
- S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].

**Tableau 0.41 Coefficient de variation avec la formule de KRISTIKLY MENKEL**

SBV	S(km2)	M <sub>0</sub> (l/s/km2)	Cv
SB1	14.77	2.78	0.54
SB2	15.98	2.77	0.53
SB3	154.17	2.62	0.47

- **Formule Algérienne**

$$C_v = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} \quad (\text{III.40})$$

Avec :

- $M_0$  : module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).
- $K$  : coefficient de réduction on prend  $K=0.66$ .

**Tableau 0.42 Coefficient de variation avec la formule Algérienne**

SBV	K	$M_0$ (l/s/km <sup>2</sup> )	$C_v$
SB1	0.66	2.78	0.49
SB2	0.66	2.77	0.49
SB3	0.66	2.62	0.49

Après le calcul du coefficient de variation par les différentes méthodes on prend les valeurs obtenues par la formule Algérienne qui est très proche de la moyenne.

**Tableau III.43 Coefficient de variation des trois sous bassins**

SBV	$C_v$
SB1	0.49
SB2	0.49
SB3	0.49

### III.4.Etude des crues

L'évaluation des crues a toujours été un souci majeur dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. De nombreuses méthodes ont été établies afin de parvenir à les estimer correctement.

#### III.4.1.Détermination des débits maximums fréquents

L'existence de tant de méthodes de calcul des crues est due aux changements de conditions et de problèmes rencontrés lors de l'estimation ainsi que du chargé d'étude.

Les techniques utilisées dans la détermination des crues dépendent essentiellement des données disponibles, plus la disponibilité est importante plus les problèmes qui se posent sont moindres.

Pour notre étude on utilisera la méthode empirique et la méthode de GRADEX afin de déterminer les débits maximums, les principales lois employées sont : la formule de MALLET-GAUTHIER, la formule de TURAZZA, et la formule de SOKOLOVSKI.

### III.4.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques

#### • Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2K \log(1 + A.P_{\text{moy}}) * S * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.41})$$

Avec :

- $Q_{\max, p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).
- $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne interannuelle
- $S$  : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).
- $L$  : Longueur du talweg principal ( $\text{Km}$ ).
- $K$  : Constante comprise entre 1-3, on prend  $K=2$ .
- $T$  : Période de retour (an).

#### • Formule de TURAZZA

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C.I_{\text{ct}} \cdot S}{3.6} \quad (\text{III.42})$$

Avec :

- $S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).
- $C$  : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.
- $I_{\text{ct}}$  : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration ( $\text{mm/h}$ ).

#### • Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{\max, p\%} = 0.28 (P_{\text{tc}} - H_0) \alpha_p \cdot F \cdot S \quad (\text{III.43})$$

Avec :

- $P_{\text{tc}}$  : Précipitation de probabilité  $P\%$  correspondant au temps de concentration ( $\text{mm}$ ).
- $S$  : Superficie du bassin ( $\text{Km}^2$ ).
- $T_c$  : Temps de concentration (heures).
- $H_0$  : Perte d'eau initiale, au Nord algérien  $H_0 = 7\text{mm}$ .
- $F$  : Coefficient de forme de la crue.

$$F = \frac{12}{4 + 3y} \quad (\text{III.44})$$

- Pour  $S < 50 \text{ Km}^2$  on a:  $y = 2$ .
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable :  $2 \leq y \leq 2.5$ .
- Pour un bassin boisé :  $3 \leq y \leq 4$ . On prend :  $y = 4$ . D'où :  $F = 0.75$
- $\alpha_p$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{x_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{x_p} + \sqrt{H_0}} 0.2$$

Avec :

- XP : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.
- H0 : perte d'eau initiale.

**Tableau III.44.** Récapitulatif des débits maximums de crue des trois sous bassins par les différentes formules.

<b>SB</b>	<b>T(ans)</b>	<b>Formule de Mallet-GAUTHIER</b>	<b>Formule de TURAZZA</b>	<b>Formule de SOKOLOVSKY</b>
<b>SB1</b>	5	43.14	47.21	97.35
	10	52.09	61.60	126.95
	50	68.51	98.09	196.72
	100	74.48	117.93	230.10
<b>SB2</b>	5	94.21	77.28	209.94
	10	114.01	100.81	273.77
	50	150.23	160.54	424.24
	100	163.38	193.01	496.22
<b>SB3</b>	5	178.91	243.86	314.53
	10	236.61	318.14	410.16
	50	334.13	506.61	635.59
	100	368.26	609.08	743.43

Si on examine les valeurs de débits des trois méthodes une à une pour chaque sous bassin, et pour les différentes périodes de retour ( $T = 5, 10, 50, 100$  ans) :

Les résultats obtenus par la formule de SOKOLOVSKY a été écartée afin d'éviter un surdimensionnement ou un risque d'un sous dimensionnement. Par contre les lois de TURAZZA et MALLETGAUTHIER tiennent compte de la surface, du coefficient de ruissellement ainsi que de la précipitation correspondante au temps de concentration.

### **III.4.2.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de GRADEX**

#### **III.4.2.1.1. Présentation de la méthode du GRADEX**

La méthode du 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 Guillet et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de  $\text{km}^2$  (jusqu'à 5000  $\text{km}^2$ ), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial (Guillot, 1980). La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des valeurs de débits observés (Guillot, 1980).

#### **III.4.2.1.2. Hypothèses de la méthode**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- La distribution des pluies de quelques heures à plusieurs jours ponctuelles ou spatiales sur un bassin versant est à décroissance exponentielle (loi de Gumbel, Somme de deux exponentielles, ...).
- La distribution de la rétention ne change pas pour les pluies intenses (valable à partir d'une certaine période de retour), c'est à dire l'espérance de la rétention reste constante, d'où le comportement asymptotique des volumes moyens de crues extrêmes aura le même comportement asymptotique que les pluies spatiales maximales annuelles.
- La dernière hypothèse se base sur l'invariance de l'hydrogramme unitaire, c'est à dire quelle que soit la quantité de pluie tombée, la fonction de transfert entre la pluie efficace et le débit ne change pas. On peut exprimer cette hypothèse par la relation entre le débit instantané maximal et le débit moyen de crue extrême, qui donne un coefficient de forme moyen des hydrogrammes de ruissellement direct.

#### **Remarque :**

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

### III.4.2.1.3. Les étapes de la méthode

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

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \quad \text{(III.45)}$$

Avec :

- $\mu$  : variable réduite de Gumbel.

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

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2) \dots\dots\dots \text{(III.46)}$$

4. 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.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad \text{(III.47)}$$

Avec :

- a : le Gradex de la pluie
- $\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).
- $b' = Q_{10\text{ans}} - a \cdot \mu$  (T=10 ans).
- $F = \frac{1}{1-T}$

5. Tracer la droite de l'équation (III.47) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.

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

Avec :

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

✓ Tracer la droite de l'équation (III.41) sur même graphe que l'ajustement des P jmax.

✓ Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

✓ Exprimer ces Q en m3/s par la formule :

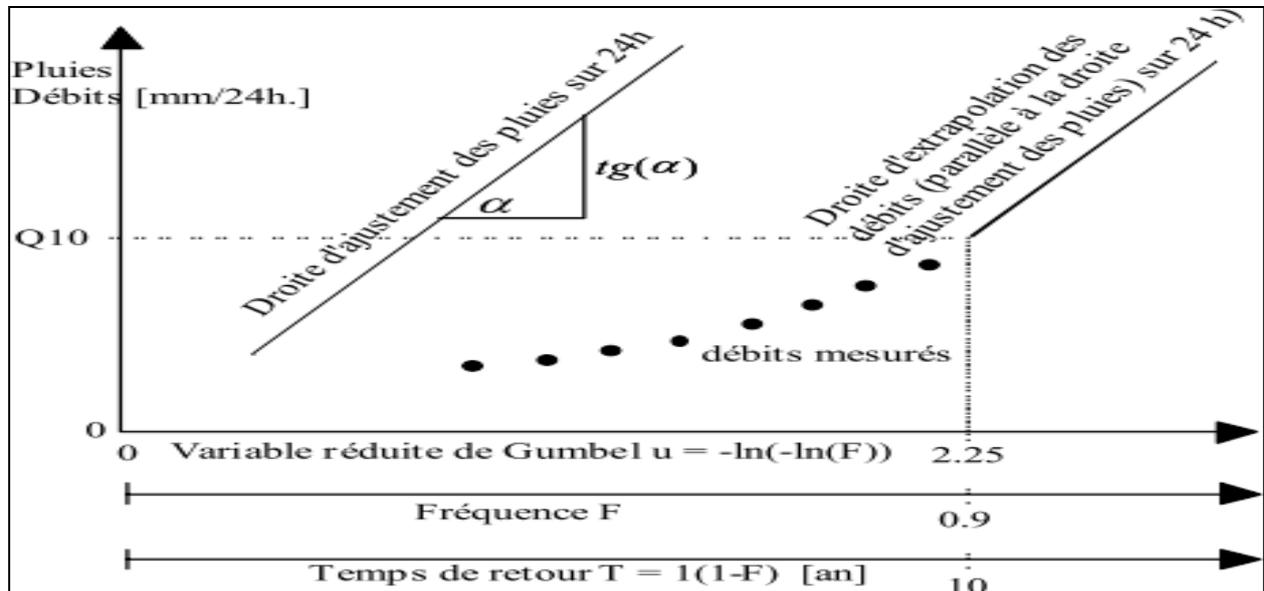
$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2) / 3,6 * n \text{ (h)} \quad \text{(III.48)}$$

6. Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

$$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * P \tag{III.49}$$

Avec:

- p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :  
 $P$  : coefficient de point =  $Q_{max} / Q_{moy}$

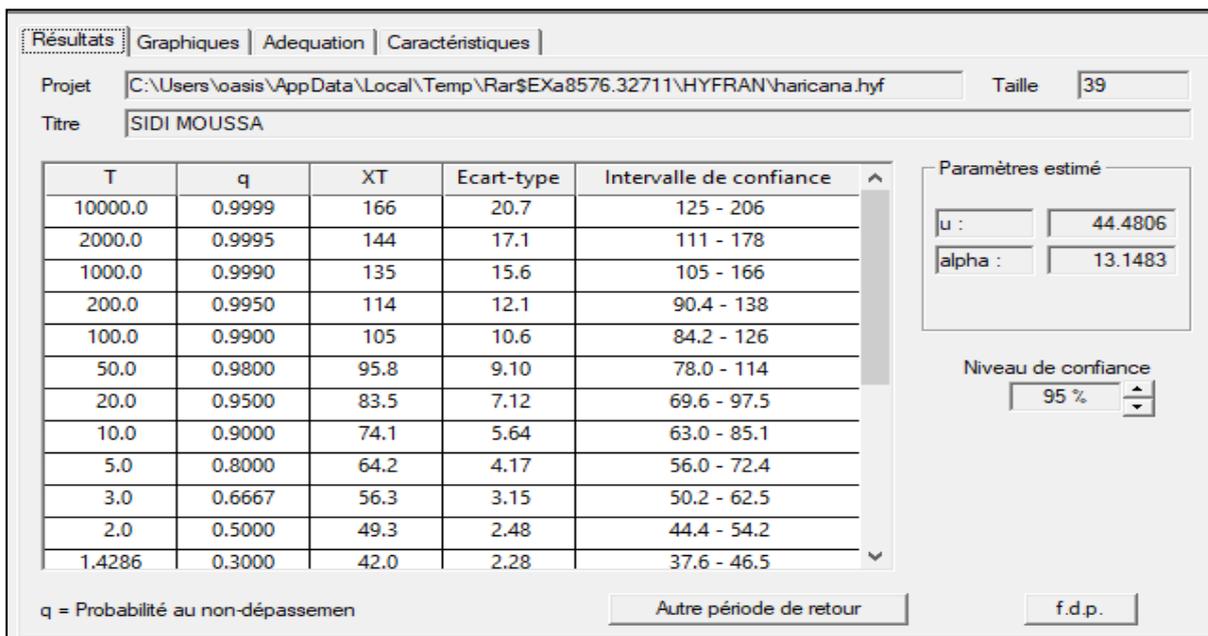


**Figure III.15** Graphe représentative de l’ajustement graphique des pluies et la droite d’extrapolation des débits.

**Application :**

1. Ajustement de la série pluviométrique ( $P_{jmax}$ ) de la station de <<BARAKI>> du bassin voisin ayant des données complètes, à la loi de GUMBEL :

En utilisant le logiciel HYFRAN :



**Figure III.16** Représentation graphique de la loi de GUMBEL

## 2. Détermination du Gradex :

L'équation de la droite de GUMBEL :

$$P = 18.36 * \mu + 43.92 \quad (\text{III.50})$$

Le Gradex est donc :  $a=18.36$  mm

## 3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements de la crue de la station de BERAKI.

On a estimé le temps de base par :  $n=24$ heures.

## 4. L'ajustement de la série des débits de la station de BARAKI à la loi de Gumbel nous a donnée:

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{Tessala El Merdja}) = 357 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}} (\text{Tessala El Merdja}) &= Q_{10 \text{ ans BARAKI}} * S_{\text{Tessala El Merdja}} / S_{(\text{BARAKI})} \\ &= 357 * (14.76 / 970) \\ &= 5.432 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \\ &= 5.432 * 3,6 * 24 / 14.76 \\ &= 31.798 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \quad (\text{III.52})$$

Avec :

- a : le GRADEX = 18.36 mm.
- $\mu$  : variable réduite de GUMBEL ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).
- $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu(T=10 \text{ ans})$
- $F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25$

$$b' = 31.798 - 18.36 * 2.25 = -9.52$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 18.36 * \mu - 9.52 \quad (\text{III.53})$$

6. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des  $P_{j\max}$ , Pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m<sup>3</sup>/s) en utilisant la formule III.53.

## 7. Calcul des débits de pointe :

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

$$P = Q_{\max} / Q_{\text{moy}} = 2.2$$

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.45. Débits de pointe par la méthode de GRADEX**

T [ans]	F(x)	U	R	Qt [m <sup>3</sup> /s]	Qp[m <sup>3</sup> /s]
10	0.9	2.250	31.792	5.43	11.95
20	0.95	2.970	38.343	7.69	16.92
50	0.98	3.901	46.823	10.61	23.35
100	0.99	4.600	53.177	12.80	28.17
1000	0.999	6.907	74.174	20.04	44.08

Donc :

- ✓ La méthode du GRADREX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de GUMBEL de l'ajustement des précipitations.
- ✓ Les débits calculés par la méthode du GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus petites à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la Formule de Mallet-GAUTHIER qui semble plus représentative.

### III.4.3. Hydrogrammes de crue

L'hydrogramme de crue est une courbe qui nous renseigne sur les différentes caractéristiques de la crue :

- La forme.
- La durée.
- Le volume.
- Le débit de pointe qui sera le débit du projet.

L'hydrogramme de crue est établi par la méthode de SOKOLOVSKY qui le trace à base de deux équations paraboliques, lune pour la montée de crue et l'autre pour la décrue.

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.

**1. La montée de la crue :**

$$Q_m(t) = Q_{\max; p} * \left(\frac{T}{T_m}\right)^2 \quad (\text{III.54})$$

**2. La décrue :**

$$Q_d(t) = Q_{\max; p} * \left(\frac{T_b - T}{T_D}\right)^3 \quad (\text{III.55})$$

Avec:

- $Q_{\max, p}$ : Débit maximum de crue (de pointe) (m<sup>3</sup>/s).
- $Q_m(t)$ : Débit instantané au moment de la montée (m/s).
- $Q_d(t)$ : Débit instantané au moment de la descente (m/s).
- $T_b$ : Temps de base de la crue en heures.
- $T_m$ : Temps de la montée de la crue en heures.
- Temps de la décrue en heures.

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

- $T_d = \delta * t_m$ .
- $\delta$ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Les débits de crue des différentes périodes de retour du trois sous bassin versant sont représentés dans les tableaux et les graphs suivants :

**Tableau III.46. Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$**

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
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

On prend :  $\delta = 2$

Donc :

- $t_m = t_c = 1.065 \text{ h}$ .
- $t_d = \delta * t_m = 2 * 1.065 = 2.13 \text{ h}$ .
- $t_b = t_m + t_d = 3.195 \text{ h}$ .

Les débits de crue des différentes périodes de retour des trois sous bassin versant sont représentés dans les tableaux et les graphs suivants :

**Tableau III.47. Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SBI.**

<b>T(h)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>			
<b>t (ans)</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>10</b>	<b>5</b>
0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.657	0.604	0.459	0.380
0.2	2.627	2.416	1.837	1.522
0.3	5.910	5.437	4.134	3.424
0.4	10.507	9.665	7.349	6.087
0.5	16.416	15.102	11.482	9.512
0.6	23.640	21.746	16.534	13.697
0.7	32.176	29.599	22.505	18.643
0.8	42.026	38.660	29.394	24.350
0.9	53.189	48.930	37.202	30.817
1	65.666	60.407	45.928	38.046
<b>1.065</b>	<b>74.480</b>	<b>68.515</b>	<b>52.093</b>	<b>43.153</b>
1.1	70.868	65.193	49.567	41.061
1.2	61.197	56.296	42.803	35.457
1.3	52.448	48.247	36.683	30.388
1.4	44.575	41.005	31.177	25.826
1.5	37.533	34.527	26.251	21.746
1.6	31.274	28.769	21.874	18.120
1.7	25.753	23.690	18.012	14.921
1.8	20.923	19.247	14.634	12.123
1.9	16.738	15.398	11.707	9.698
2	13.152	12.099	9.199	7.620
2.1	10.119	9.309	7.078	5.863
2.2	7.592	6.984	5.310	4.399
2.3	5.525	5.083	3.865	3.201
2.4	3.873	3.562	2.709	2.244
2.5	2.587	2.380	1.810	1.499
2.6	1.623	1.493	1.136	0.941
2.7	0.935	0.860	0.654	0.542
2.8	0.475	0.437	0.332	0.275
2.9	0.198	0.182	0.138	0.115
3	0.057	0.053	0.040	0.033
3.1	0.007	0.006	0.005	0.004
3.195	0.000	0.000	0.000	0.000

**Tableau III.48. Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB2**

<b>T(h)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>			
<b>t (ans)</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>10</b>	<b>5</b>
0	0	0	0	0
0.1	1.440	1.325	1.005	0.831
0.2	5.762	5.298	4.021	3.322
0.3	12.964	11.921	9.046	7.475
0.4	23.047	21.193	16.083	13.290
0.5	36.011	33.114	25.129	20.765
0.6	51.856	47.684	36.186	29.902
0.7	70.581	64.903	49.253	40.700
0.8	92.188	84.771	64.330	53.159
0.9	116.675	107.288	81.418	67.279
1	144.044	132.454	100.516	83.060
<b>1.065</b>	<b>163.378</b>	<b>150.233</b>	<b>114.008</b>	<b>94.209</b>
1.1	155.456	142.948	108.480	89.641
1.2	134.240	123.440	93.675	77.407
1.3	115.049	105.792	80.283	66.341
1.4	97.780	89.912	68.232	56.383
1.5	82.331	75.707	57.452	47.475
1.6	68.602	63.082	47.872	39.558
1.7	56.491	51.946	39.420	32.574
1.8	45.896	42.204	32.027	26.465
1.9	36.717	33.763	25.622	21.172
2	28.851	26.530	20.133	16.636
2.1	22.197	20.411	15.490	12.800
2.2	16.654	15.314	11.622	9.603
2.3	12.121	11.145	8.458	6.989
2.4	8.495	7.811	5.928	4.898
2.5	5.676	5.219	3.961	3.273
2.6	3.561	3.275	2.485	2.054
2.7	2.051	1.886	1.431	1.182
2.8	1.042	0.958	0.727	0.601
2.9	0.434	0.399	0.303	0.250
3	0.125	0.115	0.087	0.072
3.1	0.014	0.013	0.010	0.008
3.195	0.000	0.000	0.000	0.000

**Tableau III.49.** Valeurs des débits de crues en fonction du temps de SB3.

<b>T(h)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>			
<b>t (ans)</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>10</b>	<b>5</b>
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	3.247	2.946	2.086	1.577
0.200	12.987	11.784	8.344	6.310
0.300	29.221	26.513	18.775	14.197
0.400	51.949	47.134	33.377	25.239
0.500	81.170	73.648	52.151	39.435
0.600	116.885	106.053	75.098	56.787
0.700	159.094	144.349	102.217	77.293
0.800	207.796	188.538	133.508	100.954
0.900	262.991	238.618	168.971	127.770
1.000	324.681	294.591	208.606	157.741
<b>1.065</b>	<b>368.261</b>	<b>334.132</b>	<b>236.606</b>	<b>178.914</b>
1.100	350.404	317.930	225.133	170.238
1.200	302.584	274.541	194.409	147.006
1.300	259.325	235.292	166.615	125.989
1.400	220.399	199.974	141.606	107.078
1.500	185.578	168.379	119.233	90.160
1.600	154.632	140.301	99.350	75.126
1.700	127.333	115.532	81.811	61.863
1.800	103.452	93.865	66.468	50.261
1.900	82.761	75.091	53.174	40.208
2.000	65.031	59.004	41.782	31.594
2.100	50.033	45.396	32.146	24.308
2.200	37.539	34.060	24.119	18.238
2.300	27.320	24.788	17.553	13.273
2.400	19.148	17.373	12.302	9.303
2.500	12.793	11.607	8.219	6.215
2.600	8.027	7.283	5.157	3.900
2.700	4.622	4.194	2.970	2.246
2.800	2.349	2.131	1.509	1.141
2.900	0.978	0.888	0.629	0.475
3.000	0.283	0.256	0.182	0.137
3.100	0.033	0.030	0.021	0.016
3.195	0.000	0.000	0.000	0.000

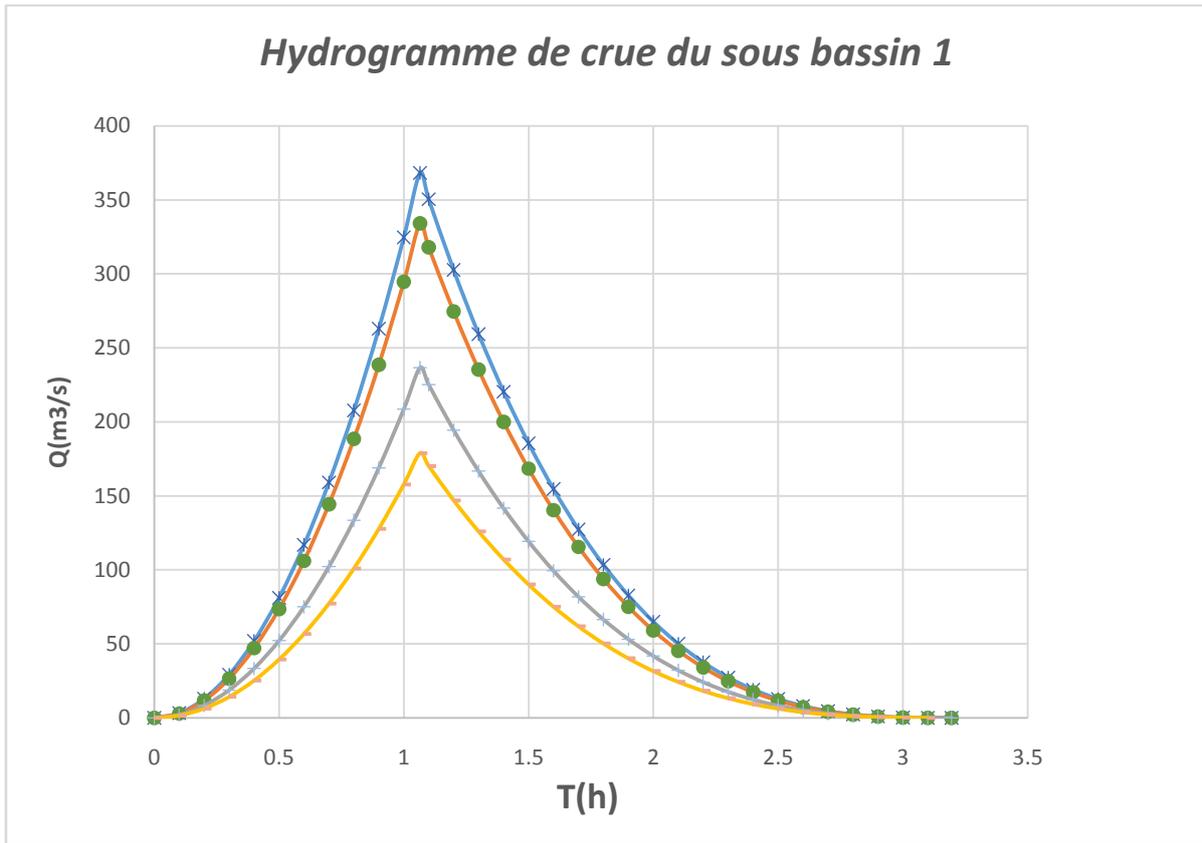


Figure III.17. Hydrogramme de crue de sous bassin 1.

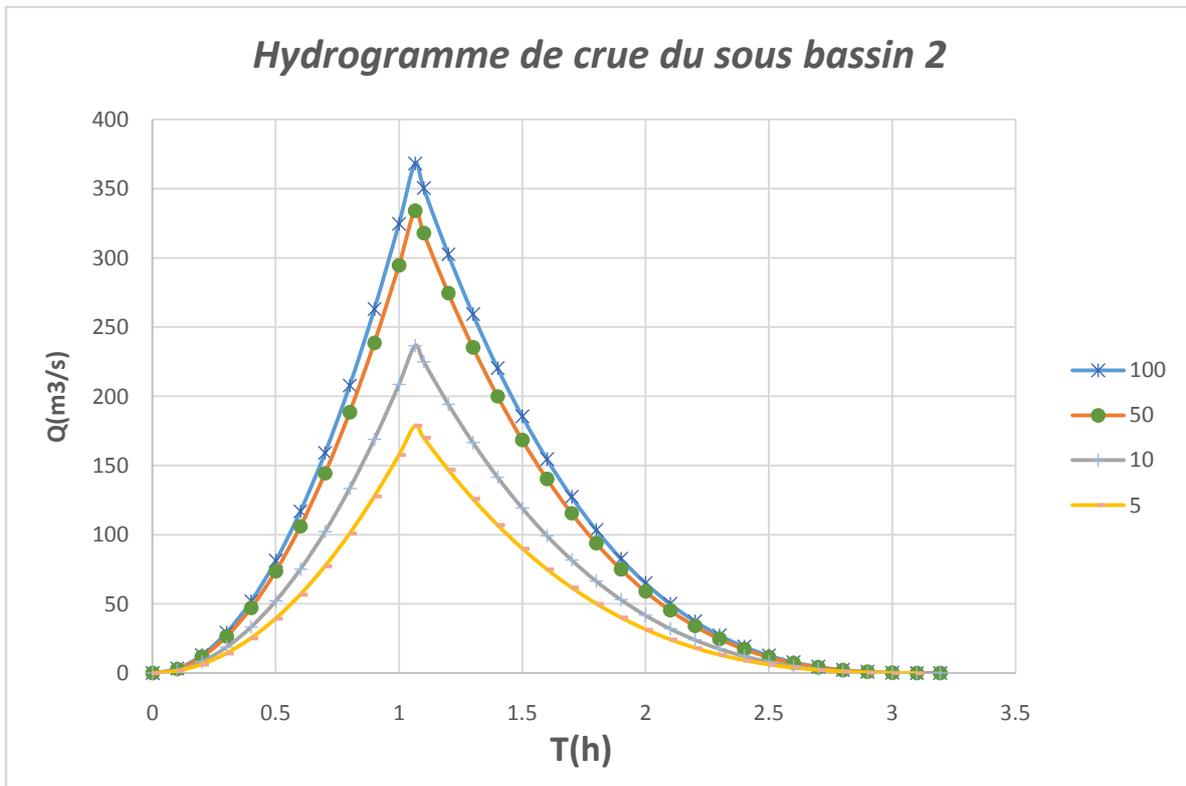


Figure III.18. Hydrogramme de crue de sous bassin 2.

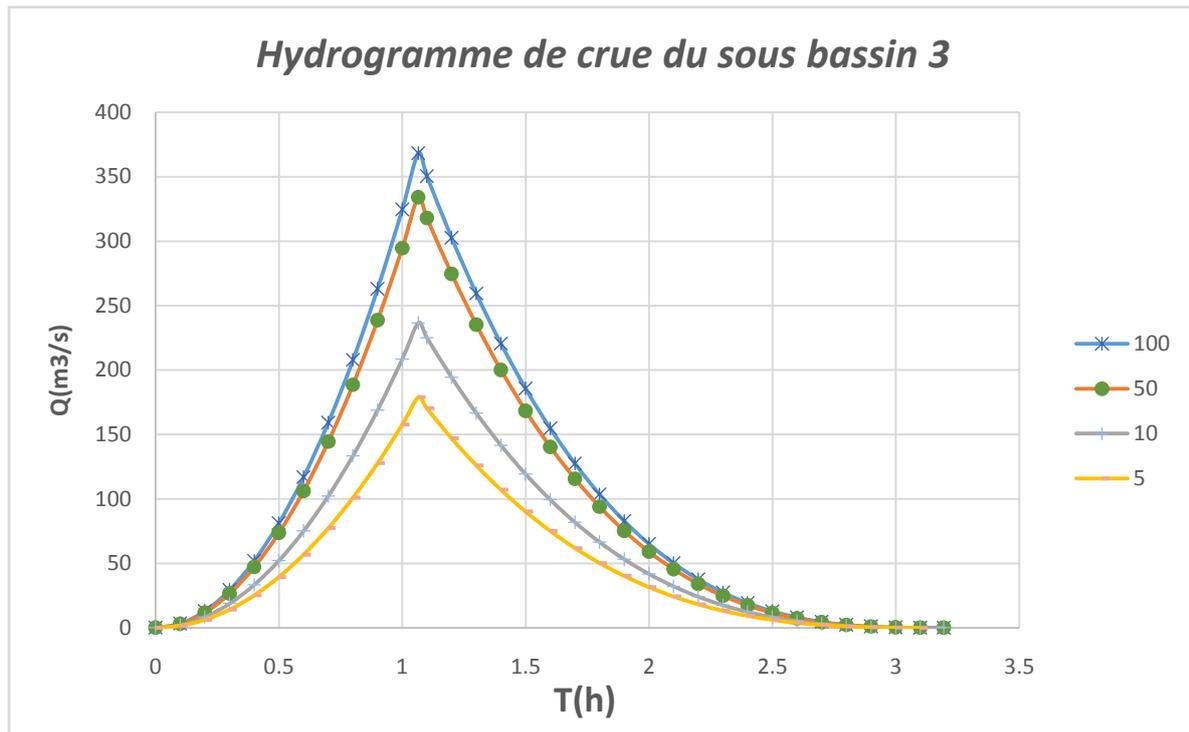


Figure III.19 Hydrogramme de crue de sous bassin 3.

### III.4.3.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 III.50. Crue de projet recommandé

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
<b>Elevés :</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Perte de vie</li> <li>• Dommages considérable</li> </ul>	<b>1/100000 à 1/10000</b>
<b>Importants :</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pas de perte de vie</li> <li>• Dommages importants</li> </ul>	<b>1/10000 à 1/1000</b>
<b>Faibles :</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pas de perte de vie</li> <li>• Dommages légers</li> </ul>	<b>1/1000 à 1/100</b>

A partir de ce tableau, on opte pour une période de retour de 100 ans. Donc, pour un débit qui vaut  $Q = 368.26 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### III.5. Etude des apports solides

L'inexistence des données de mesure du transport solide nous ramène à utiliser les lois empiriques et à en accepter le résultat d'ordre de grandeur acceptable.

Deux méthodes sont utilisées pour le calcul des apports solides :

#### III.5.1. Méthode de TIXERONT

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'estimation des apports solides.

$$T_a = \alpha * Le^{0.15} \quad (III.56)$$

Avec :

- $T_a$  : désigne la dégradation spécifique en T/Km<sup>2</sup>/an.
- $Le$  : Lamé d'eau écoulée (mm).
- $\alpha$  : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

**Tableau III.51 Estimation du coefficient de perméabilité de B.V**

<b>B.V a perméabilité élevée</b>	$\alpha=8.5$
<b>B.V à perméabilité moyenne a élevé</b>	$\alpha=75$
<b>B.V a perméabilité faible à moyenne</b>	$\alpha=350$
<b>B.V a perméabilité faible</b>	$\alpha=1400$
<b>B.V a perméable</b>	$\alpha=3200$

Pour notre cas en prend  $\alpha=350$

Les résultats des apports solides des deux sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.52 Apport solide des trois sous bassins par la méthode TEXERONT**

<b>Sous Bassin</b>	<b>Le(mm)</b>	<b>Ta (T/km<sup>2</sup>/an)</b>
SB1	87.64071	684.66
SB2	87.47592	684.47
SB3	82.70464	678.73

### III.5.2.Méthode d'estimation au Nord Algérien

$$D_s = 328.62.Q^{-0.234}S^{-0.197} \quad (III.57)$$

Avec :

- $D_s$  : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).
- $Q$ : débit maximum (m<sup>3</sup>/s)
- $S$  : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

Les résultats des apports solides des deux sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.53 Apport solide de trois sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie**

Sous Bassin	S(km <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)	Ds(t/km <sup>2</sup> /an)
SB1	14.768	74.48	70.514
SB 2	15.977	163.378	57.771
SB 3	154.173	368.261	30.561

### Conclusion

L'établissement de ce chapitre a pour but le calcul des caractéristiques du bassin versant qui influence le cours d'eau ainsi que l'estimation du débit de crue optimal afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation de l'Oued.

Les résultats obtenus des calculs effectués dans ce chapitre sont comme suivis :

- ✓ La série pluviométrique suit la loi Log Normal (loi de GALTON).
- ✓ Le débit de crue optimal de chaque sous bassin est estimé dans les tableaux suivants :

**Tableau III.54 Récapitulatif des débits maximums de crue des trois sous bassins par les différentes formules**

SB	T(ans)	Formule de Mallet-GAUTHIER	Formule de TURAZZA	Formule de SOKOLOVSKY	GRADEX
SB1	5	43.135	47.215	97.350	6.773
	10	52.093	61.595	126.947	11.951
	50	68.515	98.087	196.720	23.347
	100	74.480	117.926	230.097	28.165
SB2	5	94.209	77.277	209.941	7.328
	10	114.008	100.814	273.769	12.931
	50	150.233	160.540	424.240	25.261
	100	163.378	193.011	496.220	30.474
SB3	5	178.914	243.861	314.531	70.743
	10	236.606	318.136	410.157	124.830
	50	334.132	506.613	635.590	243.866
	100	368.261	609.080	743.429	294.189

Pour cela on opte pour les débits de projets pour une période de retour de 100 ans la méthode de **Mallet-GAUTHIER** et on aura :

**Tableau III.55 Les débits de projets**

Sous bassin	Q max (m3/s)
SB1	74.480
SB2	163.378
SB3	368.261

# **Chapitre IV :**

**Etude des écoulements dans  
les cours d'eau non aménagés**

## **Introduction**

Cette étape consiste en l'établissement d'un modèle du réseau des cours d'eau qui s'approche le plus de la réalité sur le terrain ; afin d'en simuler les différentes crues déterminées précédemment et de spatialiser le débit de pointe en tout point de l'oued dans le but de délimiter les zones submergées par les eaux. La finalité est l'obtention d'une carte de zones inondables sur tout le territoire d'étude, de ce fait caractériser les différents enjeux humains et matériels, qui sera un moyen d'aide à la prise de décision, soit dans la conception d'aménagements, ou bien dans la prévention non structurelle.

### **IV.1. Etats des lieux**

Dans cette partie de l'étude, on donne une description générale des cours d'eau, et les causes des inondations dans la ville de TESSALA EL MERDJA.

#### **IV.1.1. Oued THLETA**

Oued THLETA traverse la commune d'Ouest en Est parallèlement à la RN67.

C'est le plus long de la zone d'étude, il s'étend sur 7360 m avec une pente moyenne d'environ 0.19 à 0.25 %, son tracé est légèrement sinueux. C'est l'oued possédant le plus de variations morphologiques.

Au niveau de la partie amont, l'Oued traverse une zone urbanisée qui est objet à des inondations périodiques. Beaucoup d'habitations se sont construites en bordure de l'oued et notamment en rive droite où le terrain naturel est proche du lit de l'oued. Cette zone d'habitat est donc particulièrement sensible. Citant par exemple le centre de BOUMNIR et le Domaine REGUIEB TAYEB.

En fin, l'oued serpente au milieu des terrains agricoles jusqu'à la confluence avec l'Oued DJOUGHALI EL TAYEB en aval.

Toutes les eaux usées de la commune de TESSALA EL MERDJA sont collectées dans Un collecteur principal qui prend départ de la commune de BIRTOUTA, en suivant l'une des rives de l'Oued THLETA jusqu'au rejet final (Oued Mazafran) qui est dans un état de débordement.



Figure IV.1 Vue satellitaire de l'oued THLETA.

➤ **Effets indésirables**

Les zones exposées au risque d'inondation qui peut survenir à n'importe quel moment par l'arrivée de fortes pluies sont:

- ✓ Les terres agricoles.
- ✓ Centre Boumnir (Les baraques construites sur la zone à risque)



Figure IV.2. Usine implanté sur les berges de l'oued THLETA.



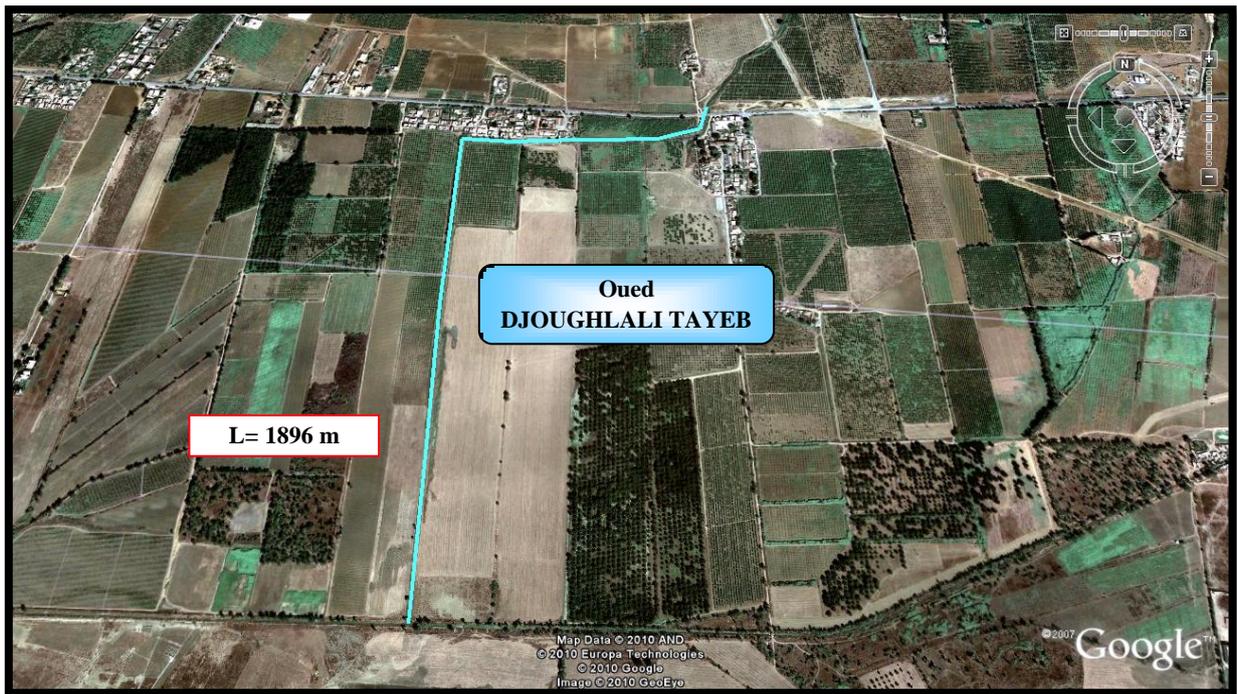
**Figure IV.3.** Photos prises sur Oued THLETA.

#### **IV.1.2. Oued DJOUGHLALI TAYEB**

L'oued DJOUGHLALI TAYEB s'étend sur 1896m de long avec une pente faible, inférieure à 1 %, il prend naissance au sein des zones fortement habitées, puis draine une zone agricole jusqu'à la confluence avec oued THLETA en aval.

Les inondations peuvent encore se produire, par suite à la réduction de la capacité du lit d'oued à cause des sédiments déposés, transportés lors de la vidange du barrage de DOUERA qui se situe à l'amont de l'oued, ou par le volume d'eau vidangé qui peut être très important et cause une inondation à l'aval.

La section d'écoulement de l'oued reçu un débit de vidange estimé 14m<sup>3</sup>/s qui vient du barrage de DOUERA (source ANBT).



**Figure IV.4 :** Vue satellitaire de l'oued DJOUGHLALI TAYEB.

➤ **Effets indésirables :**

L'inondation et les matériaux transportés, issus du barrage de Douera et de l'érosion intense de la vallée, peuvent causer des dommages considérables..

Les zones exposées au risque d'inondation qui peut survenir à n'importe quel moment par l'arrivée de fortes pluies est :

- ✓ Domaine Reguieg Tayeb.
- ✓ Route Nationale N°67.



**Figure IV.5.** Oued Djoughlali Tayeb conquis par la végétation.



**Figure IV.6.** Oued Djoughlali Tayeb envahis par la vase transportée du barrage de Douera.

### ❖ Informations sur le barrage de DOUERA

Le **barrage de DOUERA** est un barrage de type remblai situé dans la commune de DOUERA, dans la wilaya d'Alger au nord de l'Algérie. Construit entre 2005 et 2010. Le barrage de DOUERA est précisément situé sur l'Oued Ben Amar, qui se trouve à environ 2 km au sud-ouest de la ville de DOUERA sur le chemin vicinal.

#### ➤ Galerie de barrage de DOUERA

Les caractéristiques techniques de la galerie sont :

- Longueur : 383 m
- Diamètre : 3,5 m
- Débit maximal : 18,5 m<sup>3</sup>/s.

#### ➤ Capacité du barrage de DOUERA

La capacité de stockage du barrage est de 87 millions de m<sup>3</sup> d'eaux puisées de l'Oued Hammam Melouane, où l'Oued El Harrach prend sa source.

La retenue d'eau, ou lac artificiel, du barrage est alimentée par le débit puisé et pompé sur l'Oued El Harrach, à hauteur de Hammam Melouane.

Cette eau sera acheminée vers la station de pompage de Bougara et de là vers la retenue du barrage.

L'achèvement de la réalisation de toutes les conduites d'AEP vers le barrage était prévu en été 2015.

Quand le chantier a été ouvert en janvier 2005, le barrage avait trois objectifs :

- Stockage de l'eau à des fins d'irrigation.
- Alimentation en eau potable une partie de la wilaya de BLIDA et ALGER.
- Réalimentation par infiltrations de la nappe phréatique de la Mitidja.



**Figure IV.7.**Barrage de DOUERA.

### **IV.1.2. Oued EL MERDJA**

Oued EL MERDJA provenant de DOUERA au Nord de la commune jusqu'à la limite Nord de l'agglomération de TESSALA EL MERDJA sur environ 3200 m de longueur.

Au niveau de la partie amont, l'Oued traverse une zone urbanisée qui est objet à des inondations périodiques dans les années (1996) avec une forte pente d'environ 3%. Puis il borde ou longe des zones agricoles jusqu'à la fin de la partie aval de l'oued.



**Figure VI.8.** Vue satellitaire d'oued EL MERDJA

### ➤ Effets indésirables

Les inondations causées par l'arrivée de fortes averses peuvent constituer un risque sur :

- ✓ Les baraques construites aux abords de l'oued (à l'amont de l'oued)
- ✓ La route nationale N° 67
- ✓ Les terres agricoles situées après la RN 67.



Figure VI.9. Oued EL MERDJA s'écoule à ciel ouvert, envahis par la terre.

## IV. 2. Dimensionnement des ouvrages

Pour le dimensionnement de cet ouvrage, nous aurons besoin du débit de crue maximal, fonction de la période de retour, qui est le paramètre clé vu que le canal résultant doit véhiculer ce débit sans aucun risque d'inondation. Nous avons opté pour un débit centennal auquel on est censé ajouter un débit correspondant aux apports solides, cependant celui-ci est négligeable devant le débit de crue probable, toutefois on le prend en considération en ajoutant une hauteur de revanche, à la hauteur du canal, correspondante à ce débit.

Le dimensionnement proprement dit, consiste à calculer en écoulement à surface libre la hauteur d'eau dans le canal en fixant sa largeur, selon les valeurs trouvées, on augmente ou on diminue la largeur. A cette hauteur d'eau dite «Normale» s'ajoute une revanche qui est prise comme mesure de sécurité.

Donc, les paramètres clés pour le dimensionnement sont :

- ✓ La hauteur normale,
- ✓ La hauteur critique,
- ✓ Le régime d'écoulement.

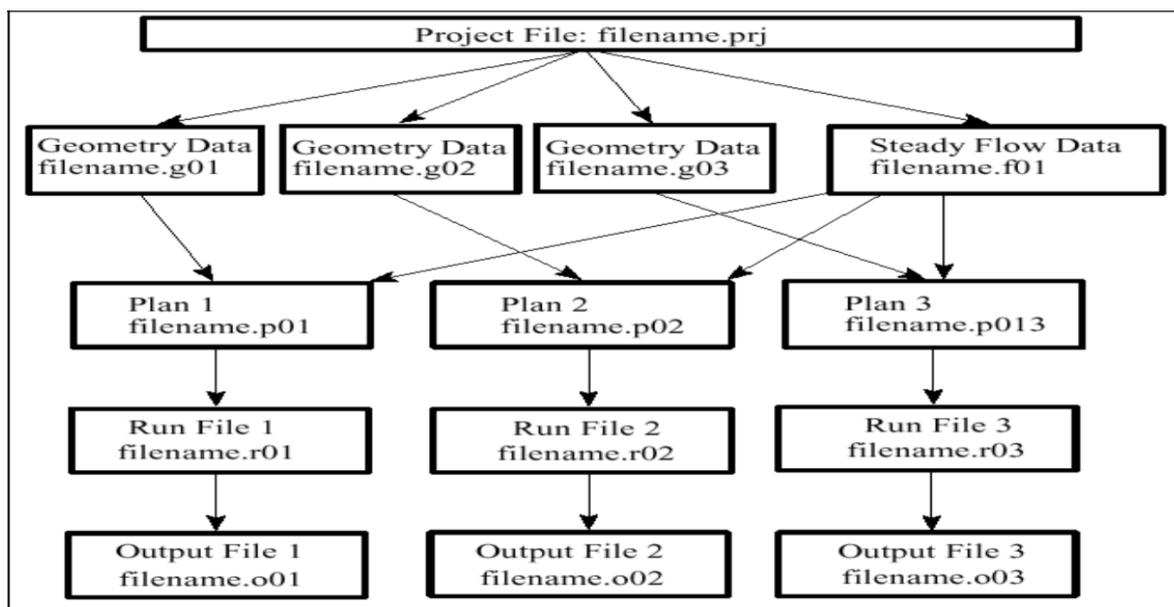
## IV.3. Modélisation de l'écoulement

### IV.3.1. 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 un 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 employée 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 IV.10 :** Schéma des fichiers d'un projet sur HEC-RAS

## IV.3.2. Etapes de simulation par HEC-RAS

### IV.3.2.1. Modélisation de la rivière (données géométriques)

Dans ce projet, nous avons utilisé les levés topographiques des études passées, acquis au niveau de la DRE d'Alger. 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 World wide 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 les sections en travers sur les oueds (THLETA, EL MERDJA, et DJOUGHALI TAYEB)

- ✓ Importation des fichiers depuis Autocad Civil 3D vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS.

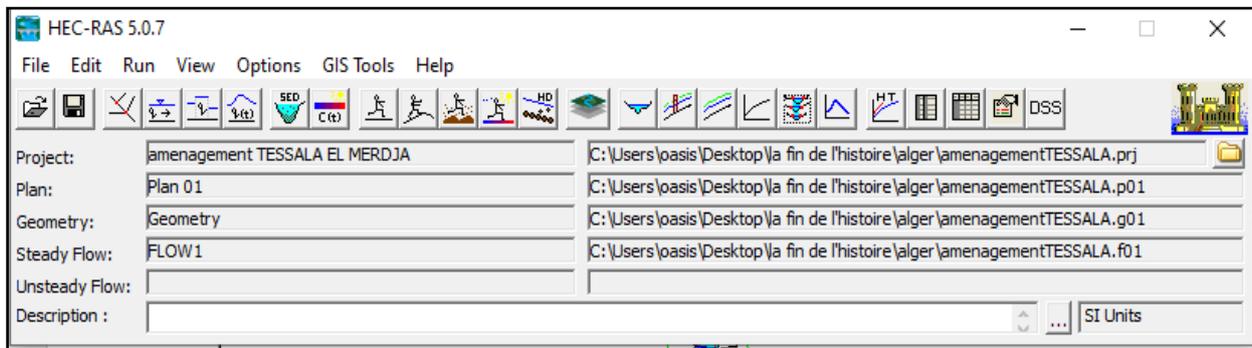


Figure IV.11. : Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.

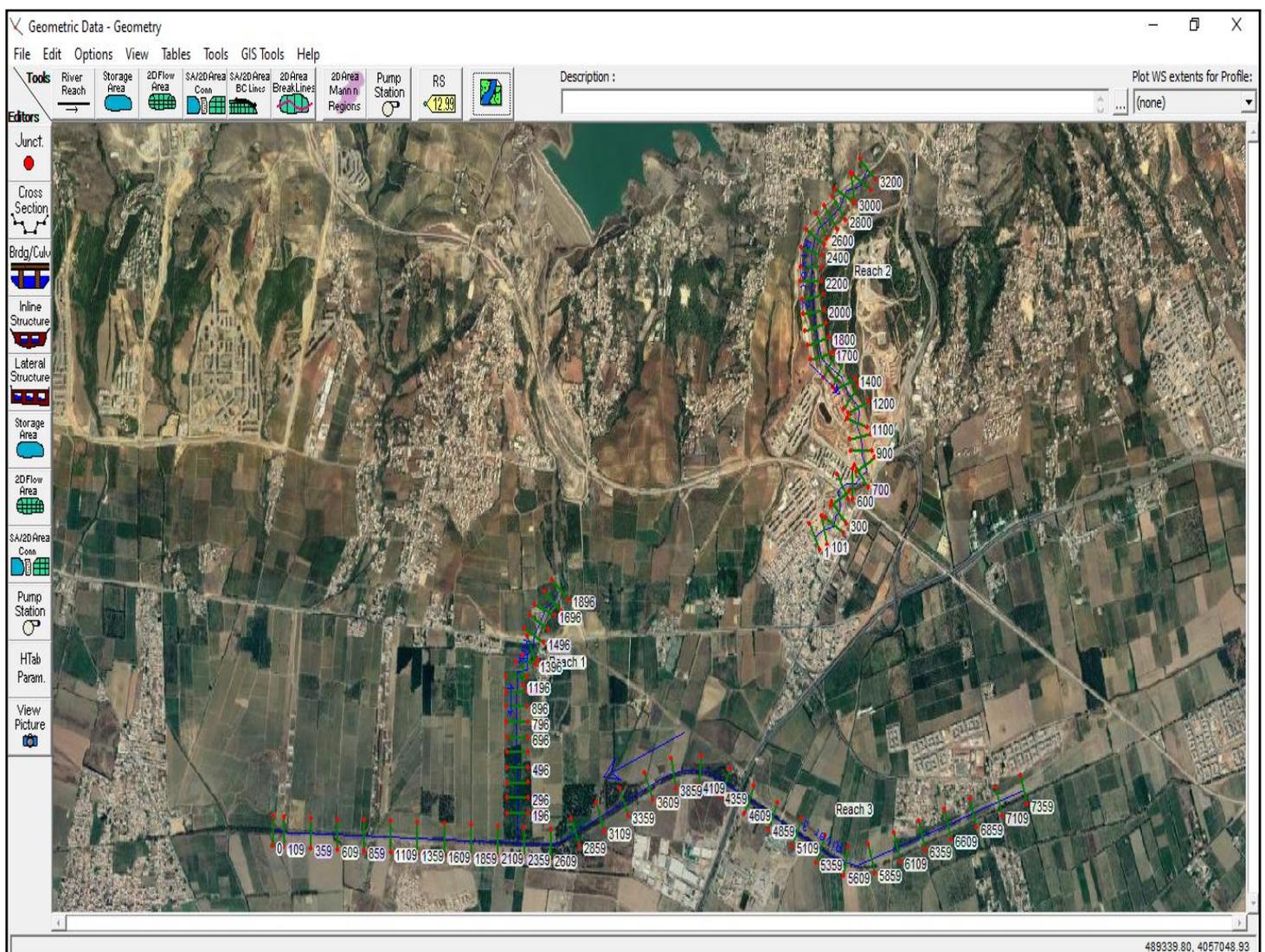


Figure IV.12 : Définition du tracé de l'oued et des sections.

- Estimation de la rugosité  $n$  de Manning

Les valeurs de rugosité choisies pour le lit (lit mineur) et les terrasses d'inondations (lit majeur) de l'oued sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur) pour toute variable hydraulique ou hydrologique du modèle hydraulique étudié. Le choix d'une valeur de  $n$  est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas de règle solide et précise permettant à l'ingénieur hydraulicien de définir avec exactitude (avec un degré de confiance élevé) la valeur de  $n$  pour une situation hydraulique donnée.

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

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

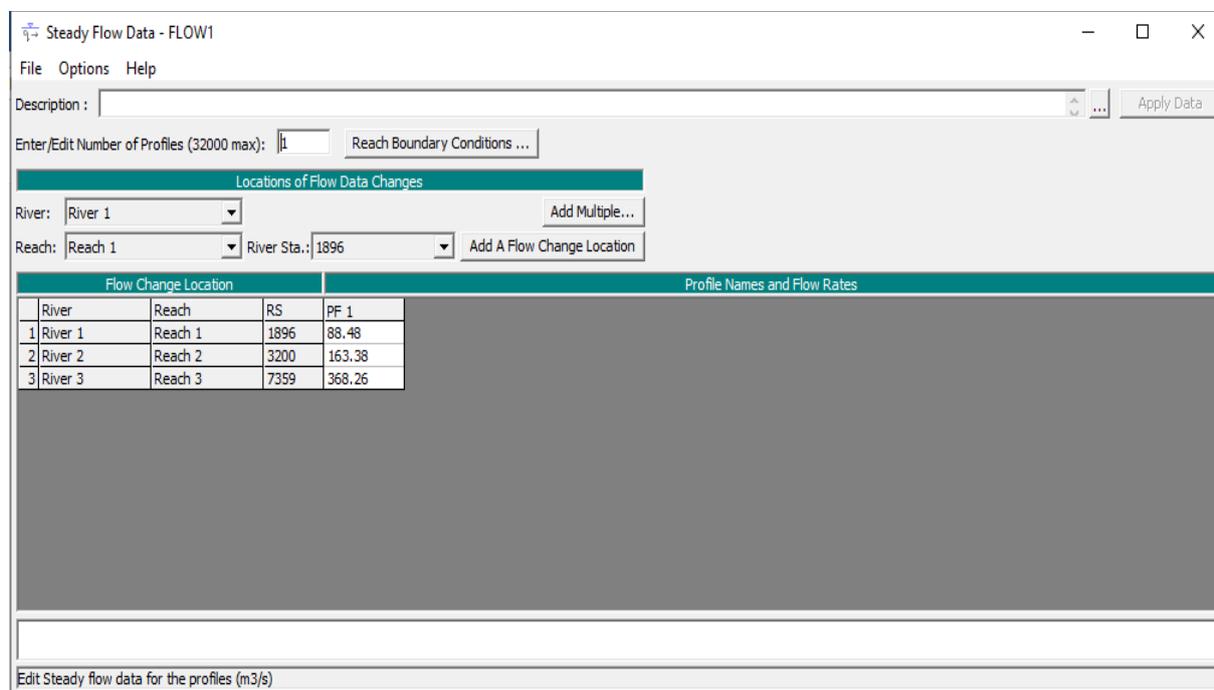
Facteur	Caractéristique	Valeur
	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
	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
	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

### VI.3.2.2. Les données de l'écoulement et les conditions aux limites

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

#### a. Données d'écoulement

Les données d'écoulement sont saisies de l'amont à l'aval pour chaque tronçon. Une valeur d'écoulement est écrite à l'extrémité en amont du système de rivière. Le débit appliqué est le résultat de la simulation hydrologique retenue en utilisant le modèle **HEC-RAS** pour le débit de **100 ans**.



**Figure IV.13** : Définition de la crue et des conditions aux limites.

#### b. Condition aux limites

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.3.2.3. Simulation

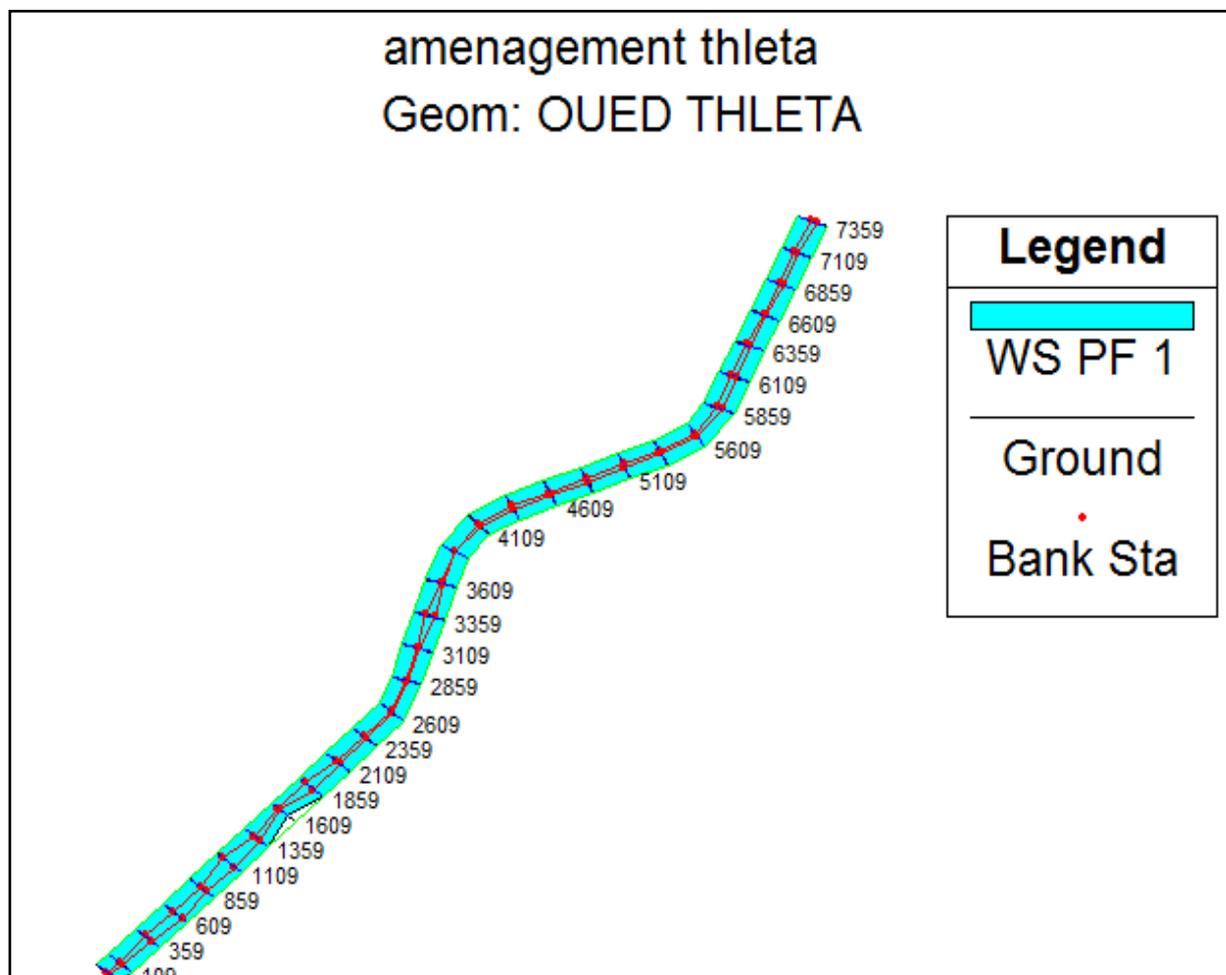
Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, **HEC-RAS** utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel fluvial.

Dans notre cas on suppose un régime mixte et on lance la simulation

### IV.3.3. 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

Le plan des cours d'eau en trois dimensions et leurs profils en longs du modèle géométrique sont présentés sur les figures ci-dessous :



**Figure IV. 14** Vue en Plan en 3D d'Oued THLET, après la simulation

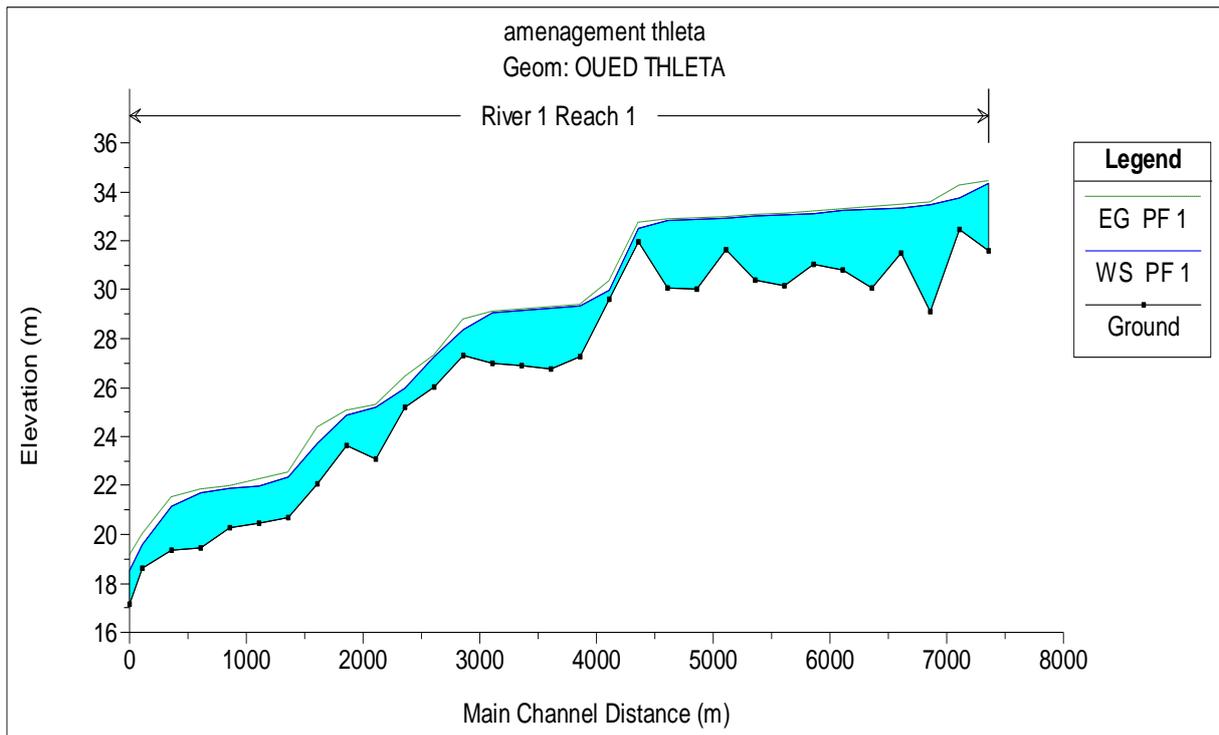


Figure IV. 15 Profil en long d'Oued THLETA, après la simulation.

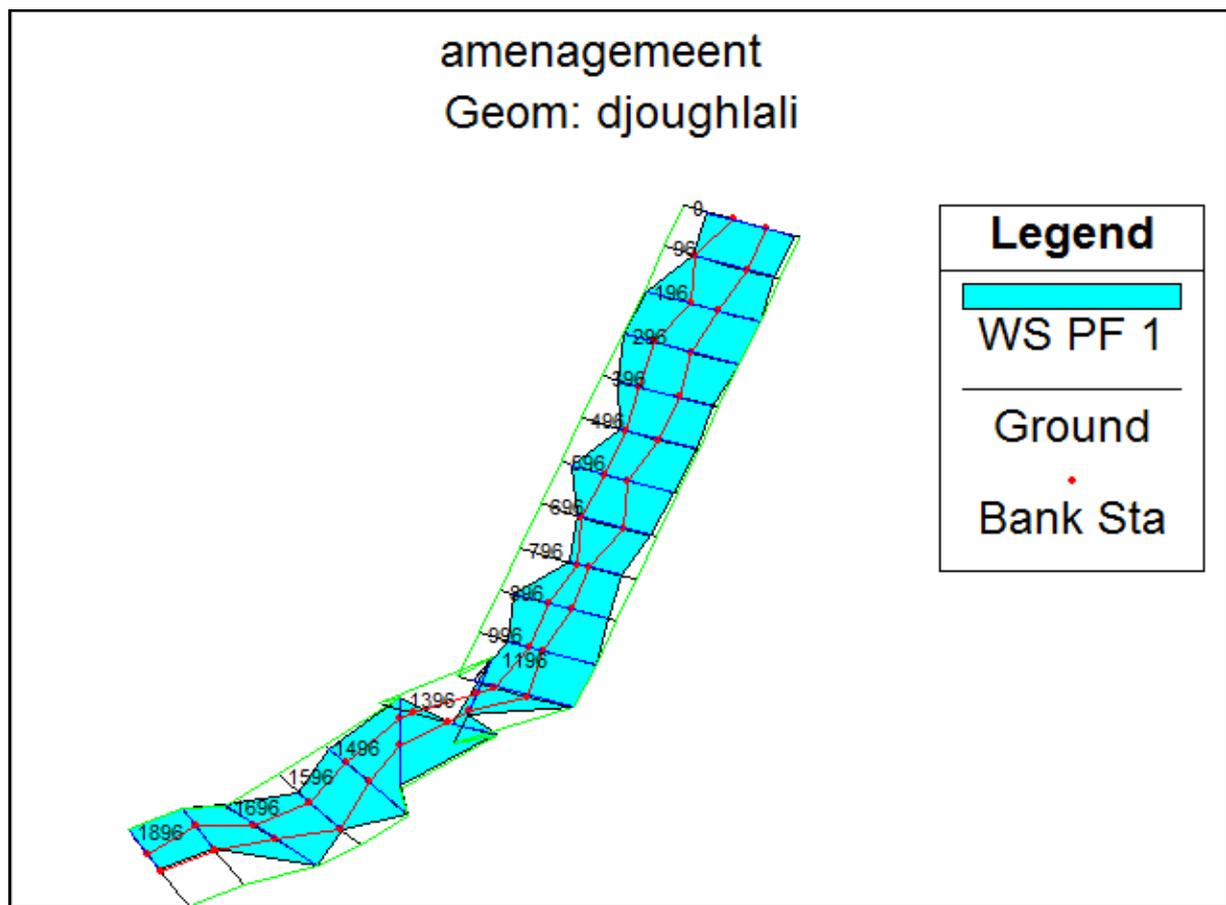


Figure IV. 16 Vue en Plan en 3D d'Oued DJOUGHHLALI TAYEB, après la simulation

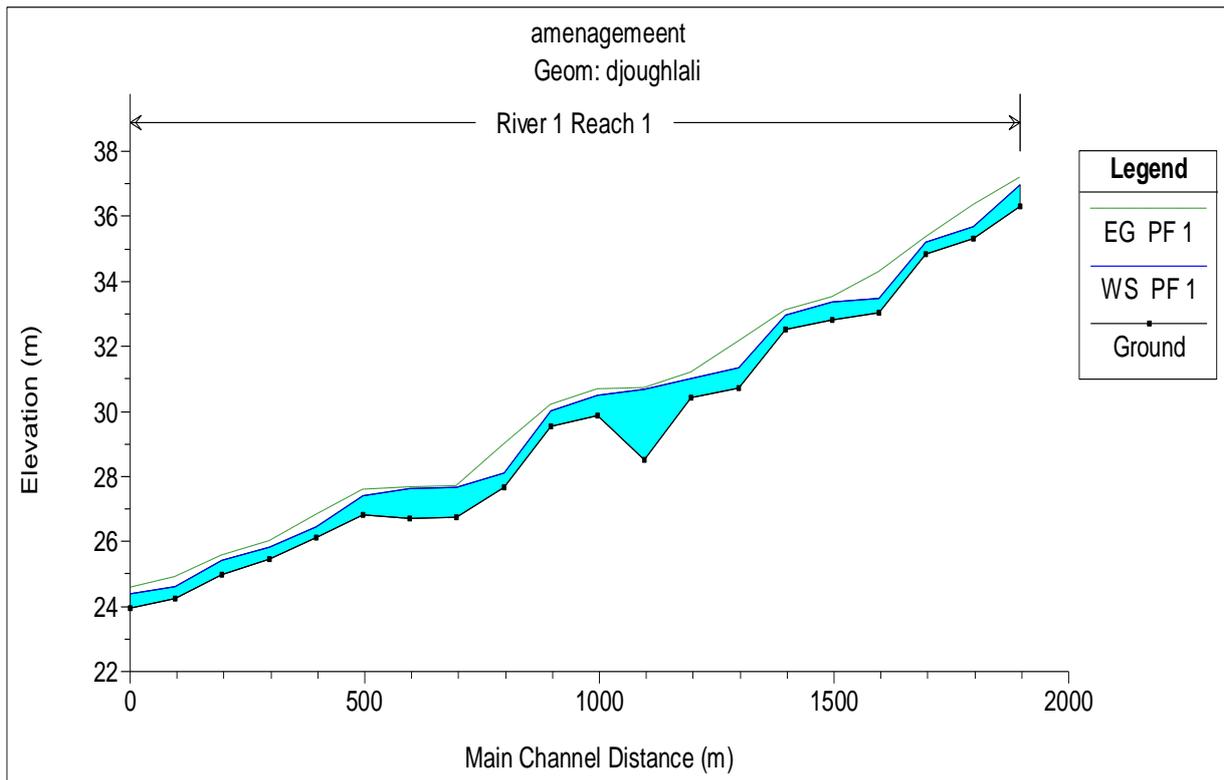


Figure IV. 17 Profil en long d'Oued DJOUGHHLALI TAYEB, après la simulation.

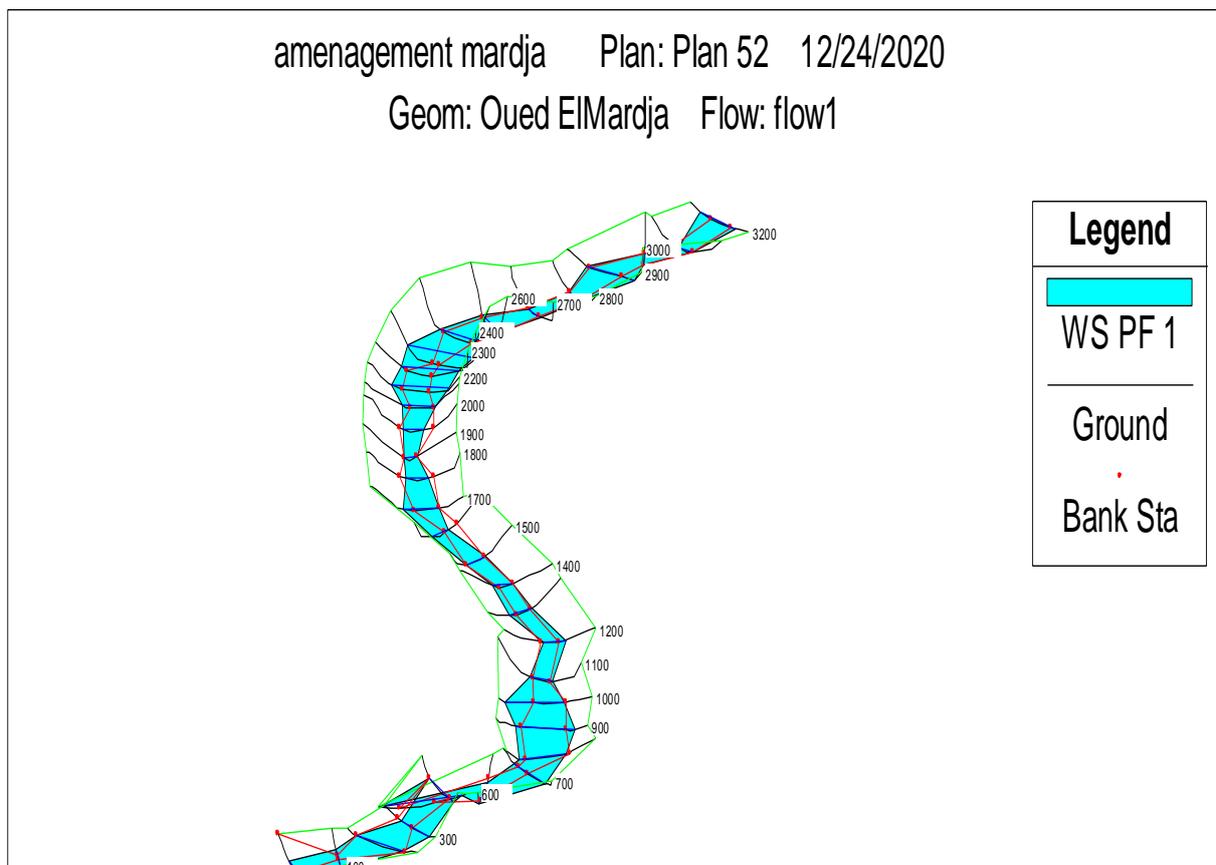
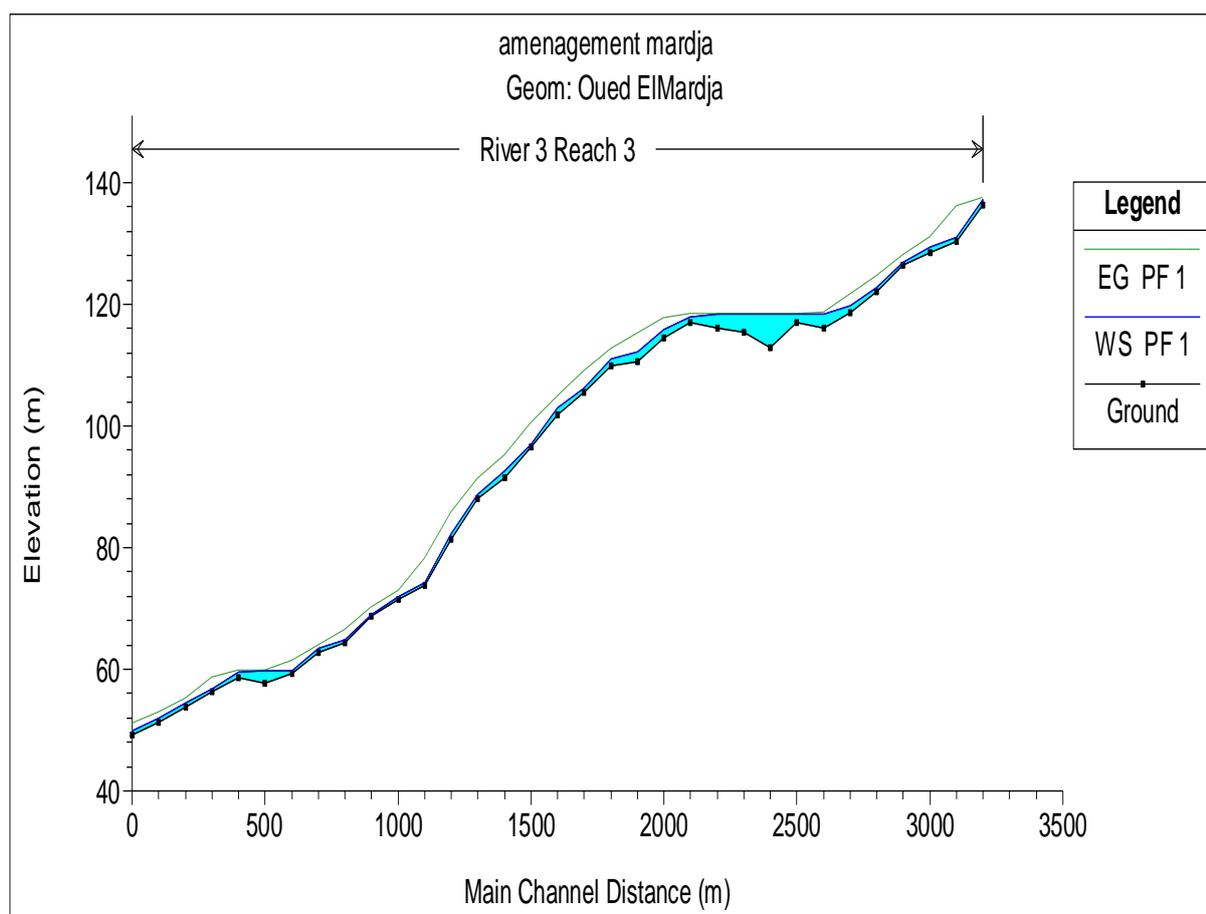


Figure IV. 18 Vue en Plan en 3D d'Oued EL MARDJA, après la simulation.



**Figure IV.19.** Profil en long d'Oued EL MERDJA, après la simulation.

### Interprétation

Vue le niveau d'eau dans toutes les sections en travers de chaque oued, nous remarquons que tous les oueds sont inondés sur tous leurs longueurs, selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 0.24 et 8.81m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 0.35 et 5.54 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui variant entre 0,1 et 4.77.

### IV.4. Délimitation des zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des plaines inondables. Pour ce faire, nous avons besoin d'obtenir la surface de l'eau par l'option Water Surface Generation inclut dans Inundation Mapping de RAS Mapping à partir les données exportées de HEC-RAS. Une fois la surface de l'eau est délimitée, on peut facilement produire la zone inondable par l'option Floodplain Delineation Using Rasters.

La figure ci-dessous représente la Carte d'inondabilité de la ville de TESSALA EL MERDJA.

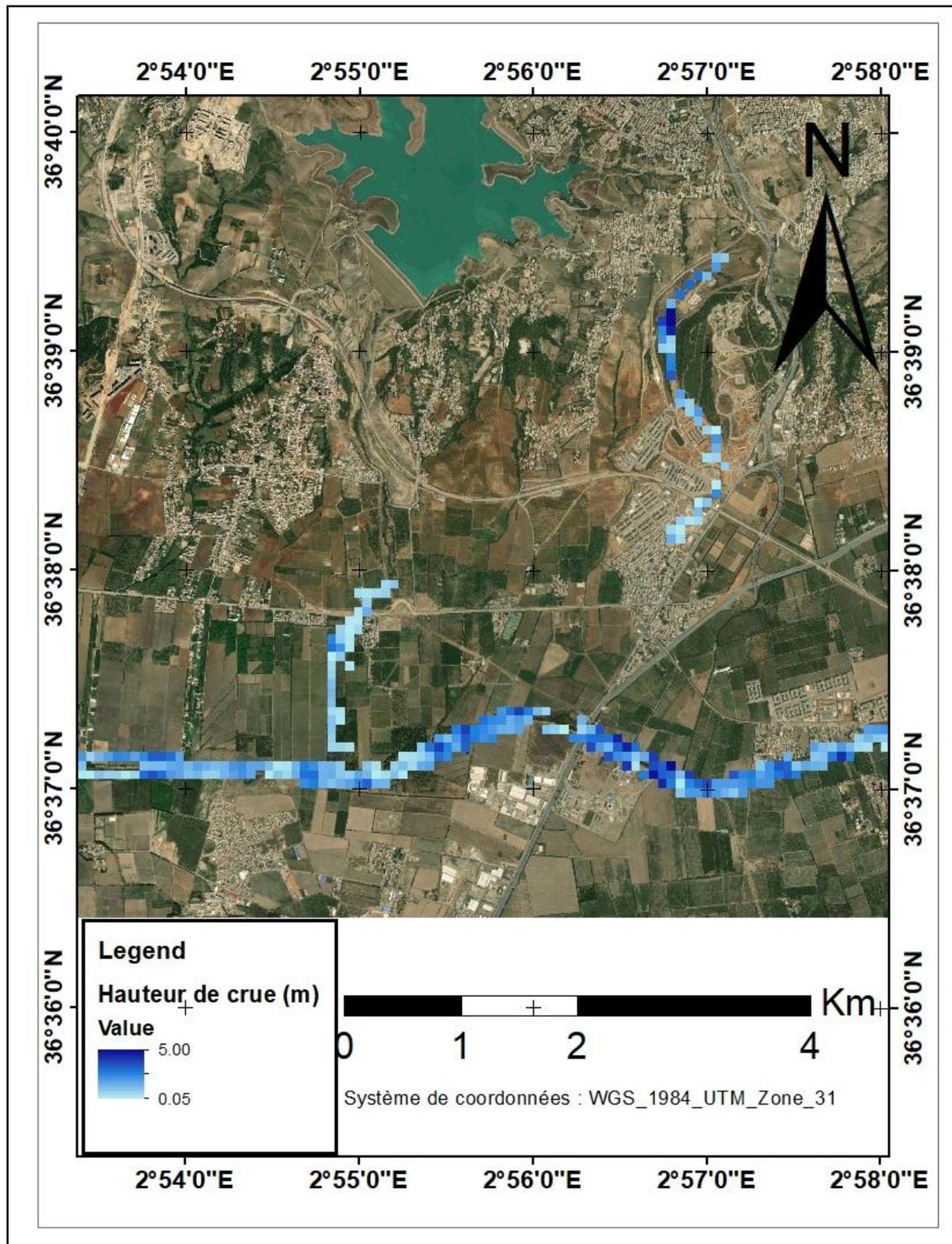


Figure IV.20. Carte d'inondabilité de la ville de TESSALA EL MERDJA.

## **Conclusion**

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

En fonction de ces anomalies à savoir : le rétrécissement des oueds en aval, la présence des embâcles, l'envahissement des habitations illicites sur les berges, en ajoutant une pente raide en amont donnant un régime d'écoulement torrentiel caractérisé par des vitesses élevées et un temps de concentration faible, ce qui rend la crue rapide et destructive, on va chercher la solution adéquate qui résoudra la problématique d'inondations de la ville de TESSALA EL MERDJA.

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

# **Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement**

## Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de TESSALA EL MERDJA contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement des oueds seront proposés.

Les variantes proposées font l'objet d'une étude comparative, dans le but d'évaluer le cout et la pertinence de chacune, afin de choisir la meilleure sur le plan technico-économique qui va satisfaire ces fonctionnalités pour lesquelles est destinée, toute en préservant l'aspect environnemental et en assurant l'esthétique.

Parmi ces schémas une variante sera retenue et fera l'objet d'une étude détaillée, dans le chapitre à suivre. Cette variante garantira la protection de la localité contre les crues de l'oued.

Il faut veiller sur l'application des solutions, du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

## V.1 Principe d'aménagement

Lors de tout projet d'amélioration (augmenter sa capacité ou corriger des problèmes de dégradation) de cours d'eau, l'étude et le design doivent être effectués en respectant les principes suivants :

- La section du cours d'eau doit être suffisante pour évacuer l'eau sans provoquer d'inondation ou de dégâts importants.
- Tout aménagement ne devra pas provoquer d'érosion dans le cours d'eau ou sur les berges car cette érosion signifie la modification de la section d'écoulement, la perte de terrain riverain, le transport de sédiments, l'ensablement et l'envasement de la partie en aval du cours d'eau.
- Les talus du cours d'eau et la section d'écoulement devront être les plus stables possibles pour que le cours d'eau ait la durée de vie la plus longue.
- Les coûts de construction et d'entretien devront être minimisés ou le rapport bénéfices--coûts devra être maximisé. Ce dernier est plutôt difficile à évaluer.

### V.1.1 Les différents types d'aménagements envisageables

#### V.1.1.1 Curage

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

### V.1.1.2 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.

### V.1.1.3 Réalisation des canaux

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

### V.1.1.4 Protection des berges

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

### V.1.1.5 Création des canaux périphériques

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

## V.1.2. Rappel du débit de projet

Le choix de la crue de projet est une décision très importante dans l'étude de protection d'une ville contre les eaux de crues qui sont généralement brusques et violentes.

L'aménagement des oueds en Algérie est projeté généralement avec les débits centennaux car les débits centennaux sont l'origine de la majorité des inondations dans notre pays et il existe plusieurs études prouvent ça et l'autre raison c'est l'obligation de mettre l'étude dans le cadre technico-économie.

## V.1.3. Les formules de dimensionnement des canaux

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par la relation suivante :

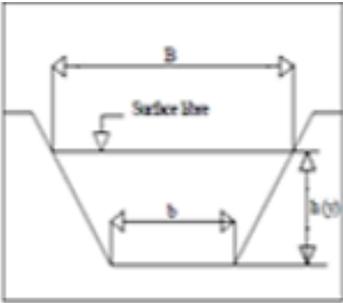
$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m \sqrt{I} 0.1$$

Où les différents paramètres sont :

- **Q** : débit de dimensionnement (m<sup>3</sup>/s).
- **n**: rugosité du canal.
- **S<sub>m</sub>** : section mouillée du canal en (m<sup>2</sup>).
- **I** : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).
- **R<sub>h</sub>**: rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad 0.2$$

**Tableau 0.1** Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal.

Forme	Section mouillée S	Périmètre mouillée P	Rayon hydraulique	Largeur B
	$(b+m.h).h$	$b+2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+m.h).h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$	$b+2mh$

**Tableau 0.2** Caractéristique de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale

Caractéristique	Base	Fruit de talus	Base	Rayon hydraulique
	$b = f(m, h)$	$m$	$B = f(h)$	$R = f(h)$
Relation	$2h\sqrt{1+m^2} - 2mh$	1	$\frac{2}{\sqrt{3}}h$	$\frac{2}{\sqrt{3}}h$

## V.1.4. Choix des paramètres de dimensionnement

### V.1.4.1. La pente du projet

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

### V.1.4.2. Coefficient de rugosité

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

**Tableau V.3** Valeurs de coefficient de rugosité.

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

### V.1.4.3. Vitesse d'érosion

Afin d'éviter les ruptures du fond et des berges des canaux sur l'action dynamique d'un courant d'eau, la vitesse de celui-ci ne doit pas être supérieure à la vitesse limite maximale.

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

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

### V.1.4.4. 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.

$$R = 0.6m + 0.05v\sqrt[3]{h} \quad 0.3$$

### V.1.5. Description des ouvrages particuliers

Dans cette section, nous décrirons brièvement les ouvrages particuliers utilisés dans la conception de la protection.

#### V.1.5.1. Ouvrages d'accumulation

A l'entrée du canal, on dresse un ouvrage d'accumulation, afin de protéger les parois des canaux et éviter le passage des apports solides. Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

#### V.1.5.2. Ouvrages de rejet

L'ouvrage de rejet permet de protéger les parois des canaux et de déverser les eaux collectées dans l'Oued.

#### V.1.5.3. Ouvrages de raccordement

A chaque branchement des canaux, on projette un ouvrage de raccordement qui permet de relier ces canaux. Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

#### V.1.5.4. Calcul hydraulique

L'étude comporte une comparaison technique parmi les gammes de canaux cités ci-dessus, afin d'aboutir à une solution optimale d'aménagement, respectant les normes techniques afin d'atteindre l'objectif de protection visé.

## V.2 Etude des variantes

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

- a- Un canal en béton armé de forme trapézoïdale.
- b- Un canal mixte Gabion et béton armé.

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

### V.2.1. Première Variante : Canal en béton armé

La deuxième variante proposée consiste à projeter un canal trapézoïdal en béton armé. Pour le fruit de talus, nous choisissons  $m = 1$ .

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

#### V.2.1.1 Dimensionnement

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.**Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Oued	Tronçon	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m
<b>THLETA</b>	1	1	6	1250	0.192	17	5	1
	2	7	9	750	0.236	17	5	1
	3	10	18	2250	0.195	17	5	1
	4	19	23	1250	0.237	17	5	1
	5	24	26	750	0.186	17	5	1
	6	27	31	1109	0.258	17	5	1
<b>DJOUGHLALI TAYEB</b>	1	1	5	400	0.559	8	3	1
	2	6	10	500	0.600	8	3	1
	3	11	15	500	0.598	8	3	1
	4	16	20	496	0.605	8	3	1
<b>EL MERDJA</b>	1	1	16	1500	2.678	8	4	1
	2	17	33	1700	2.814	8	4	1

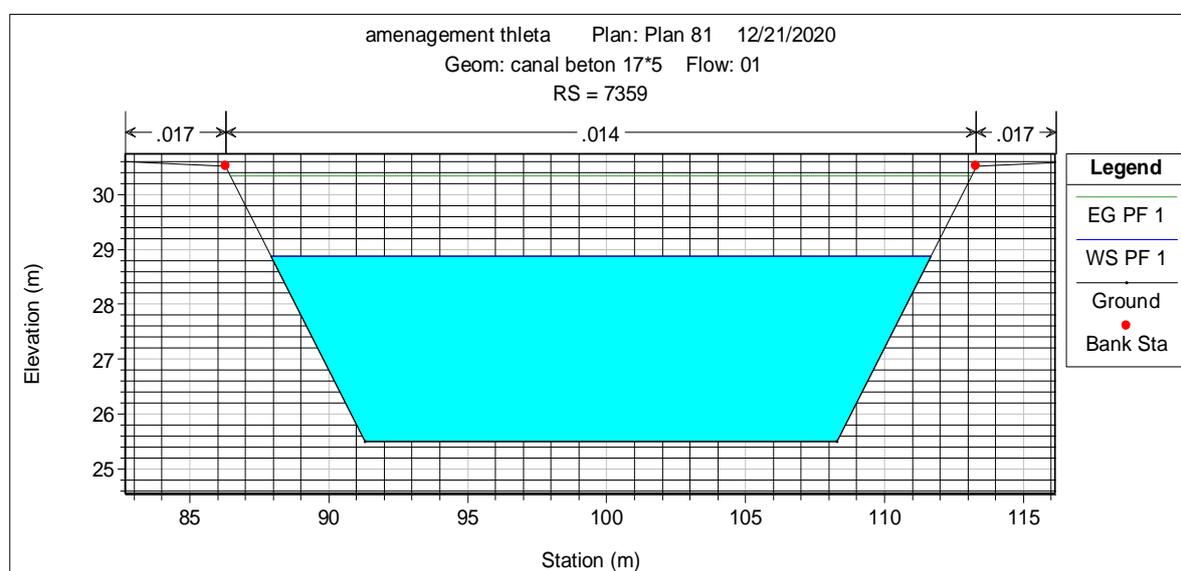
#### V.2.1.2 Paramètres de l'écoulement

Les résultats de la simulation avec le logiciel HEC Ras sont présentés dans l'Annexe 2 et nous présentons les différentes sections dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Paramètres d'écoulement de la variante canal en béton armé.

Oued	Profil	Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Fr	Section mouillée (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Régime
<b>THLETA</b>	1	368.26	5.72	3.19	1.10	64.46	26.13	2.47	torrentiel
	2	368.26	6.14	3.00	1.21	59.99	25.48	2.35	torrentiel
	3	368.26	5.74	3.18	1.11	64.13	26.06	2.46	torrentiel
	4	368.26	6.15	3.00	1.22	59.87	25.47	2.35	torrentiel
	5	368.26	5.66	3.22	1.08	65.20	26.29	2.48	torrentiel
	6	368.26	6.31	2.94	1.26	58.51	25.63	2.28	torrentiel
<b>DJOUGHLALI</b>	1	74.480	4.682	1.91	1.18	18.97	9.75	1.95	torrentiel
	2	74.480	4.81	1.86	1.23	18.38	9.49	1.94	torrentiel
	3	74.480	4.81	1.87	1.23	18.40	9.50	1.94	torrentiel
	4	74.480	4.828	1.86	1.23	18.33	9.49	1.93	torrentiel
<b>EL MERDJA</b>	1	163.38	8.28	2.00	1.52	20.11	20.32	0.99	torrentiel
	2	163.38	8.50	1.93	2.59	19.22	18.84	1.02	torrentiel

Les sections en travers des profils sont représentées dans les figures suivantes :

**Figure V. 1** Section du profil 1 de l'oued THLETA.

- ✓ b : Base du trapèze 17m,
- ✓ h : Hauteur du trapèze 5 m
- ✓ m : Fruit de talus 1

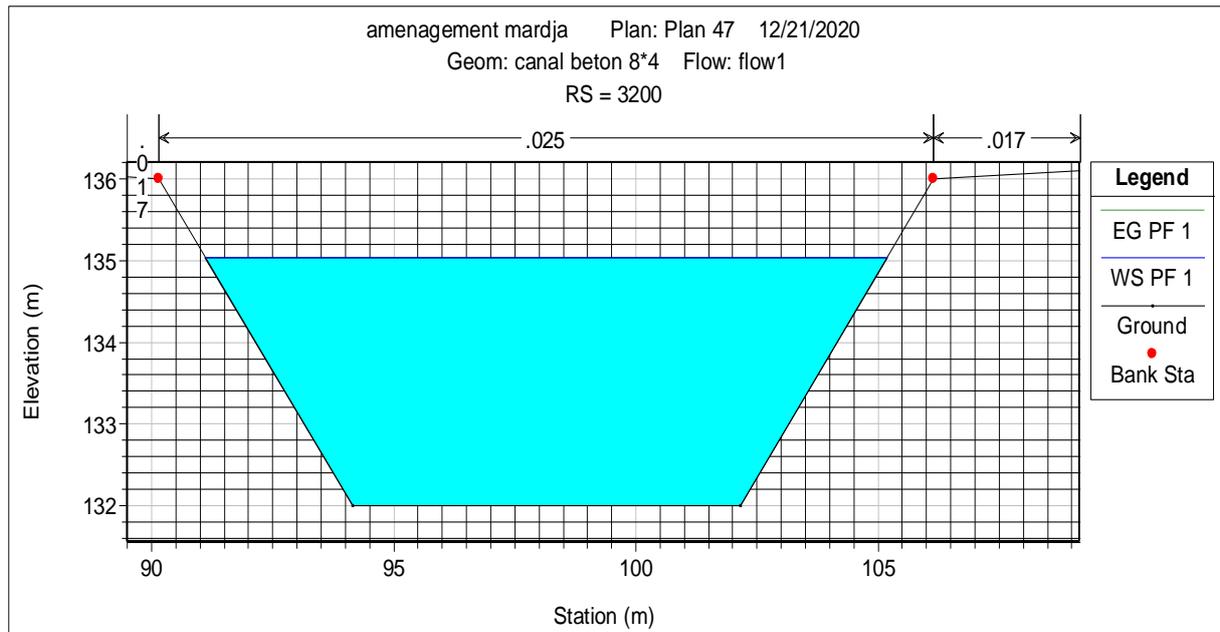


Figure V.2. Section du profil 2 de l'oued EL MARDJA.

- ✓ b : Base du trapèze 8 m,
- ✓ h : Hauteur du trapèze 4 m
- ✓ m : Fruit de talus 1

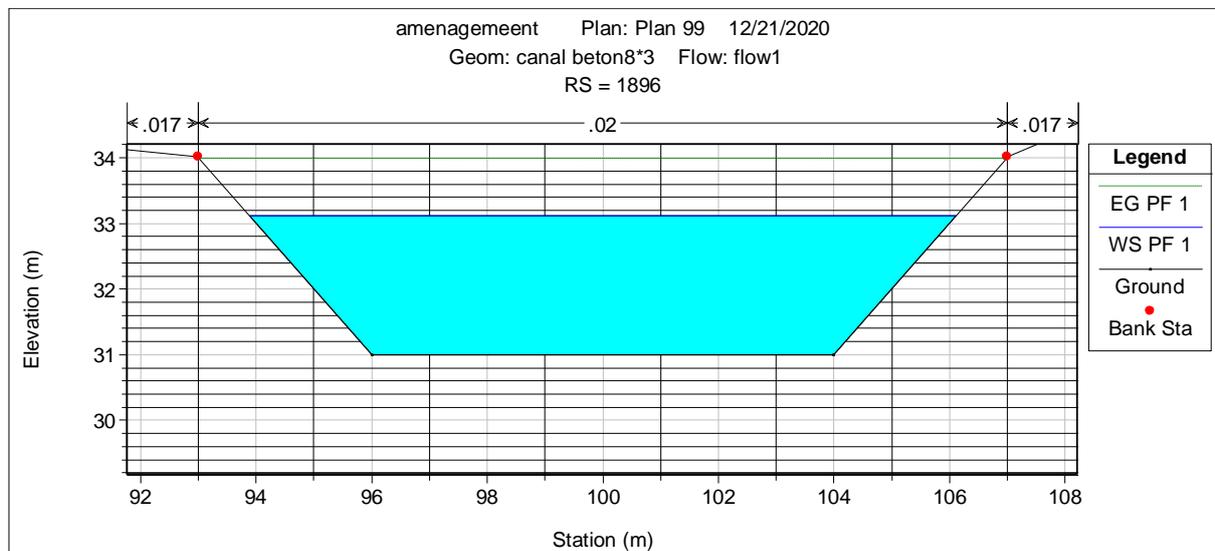


Figure V.3. Section du profil 3 de l'oued DJOUGHLALI TAYEB.

- ✓ b : Base du trapèze 8 m,
- ✓ h : Hauteur du trapèze 3m
- ✓ m : Fruit de talus 1.

### V.2.1.3 Estimation du coût de la variante

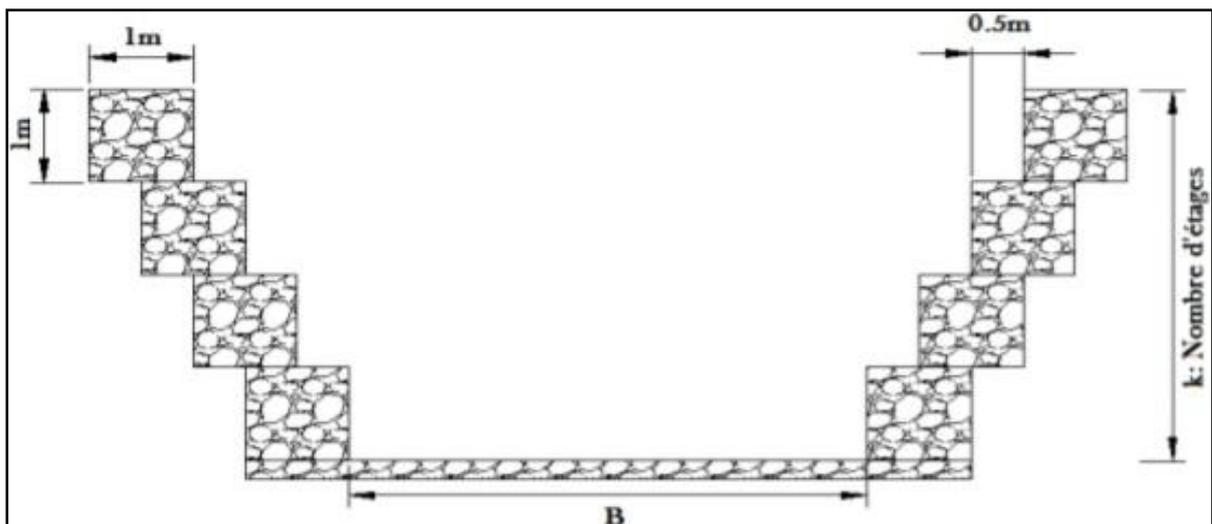
A partir des quantités des terrassements et des volumes de remblai et le déblai calculés par HEC-RAS et une épaisseur de 15 cm pour le béton armé et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm.

**Tableau V.7.** Estimation du coût de la variante

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m3	2061494	250	515,373,500.00
	Remblai	m3	3244761	200	648,952,200.00
Béton de propreté		m3	12811.85	6000	81011100.00
Béton armé		m3	38705.55	42000	1741553100.00
Montant Totale			2,986,889,900.00		

### V.2.2. Deuxième Variante : Canal mixte gabion et béton armé

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courants sont  $2 * 1 * 1 \text{ m}$  et  $2 * 1 * 0.5 \text{ m}$ . Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges.

**Figure V.4.** Coupe en travers d'un canal en gabion.**Tableau V.8 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée**

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

Avec :

- K : nombre d'étages ;
- b : base canal

On fixe la largeur de la base puis on calcule le nombre d'étage qui puisse évacuer le débit de crue.

### V.2.2.1. Dimensionnement

Les dimensions des sections des oueds aménagés sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.9.**Dimensions de l'aménagement (canal mixte).

Oued	Tr	Section départ	Section arrivée	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)	Fruit talus m	Type de section
<b>Thleta</b>	1	1	6	1250	0.156	17	5	1	béton
	2	7	9	750	0.284	17	5	1	gabion
	3	10	18	2250	0.183	17	5	1	béton
	4	19	23	1250	0.258	17	5	1	gabion
	5	24	26	750	0.152	17	5	1	béton
	6	27	31	1109	0.283	17	5	1	gabion
<b>DJOUGHALI</b>	1	1	5	400	0.482	8	3	1	béton
	2	6	10	500	0.622	8	3	1	gabion
	3	11	15	500	0.532	8	3	1	béton
	4	16	20	496	0.628	8	3	1	gabion
<b>EL Merdja</b>	1	1	16	1500	2.737	8	3	1	béton
	2	17	33	1700	2.718	8	3	1	gabion

**V.2.2.2. Les paramètres d'écoulements**

Les paramètres d'écoulement des oueds aménagés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.10** Paramètres d'écoulement de la variante canal mixte .

Oued	Profil	Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Fr	Section mouillée (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rh	Régime
<b>THLETA</b>	1	368.26	5.82	3.20	1.13	64.72	28.45	2.27	torrentiel
	2	368.26	4.97	4.03	0.84	74.83	29.85	2.51	fluvial
	3	368.26	6.18	3.02	1.23	60.62	27.20	2.23	torrentiel
	4	368.26	5.63	3.54	1.04	67.12	21.12	3.18	torrentiel
	5	368.26	5.70	3.29	1.11	67.02	30.52	2.20	torrentiel
	6	368.26	5.02	3.94	0.87	74.71	29.59	2.53	fluvial
<b>DJOUGHLALI</b>	1	74.480	4.39	2.04	1.09	20.58	14.93	1.38	torrentiel
	2	74.480	4.05	2.49	0.87	21.93	15.16	1.45	fluvial
	3	74.480	4.38	2.12	1.07	20.67	16.26	1.27	torrentiel
	4	74.480	4.06	2.48	0.88	21.84	15.11	1.45	fluvial
<b>EL MERDJA</b>	1	163.38	7.18	2.59	1.52	22.91	15.58	1.47	torrentiel
	2	163.38	9.79	1.72	2.59	16.70	12.92	1.29	torrentiel

Les sections en travers des profils sont représentées dans les figures suivantes :

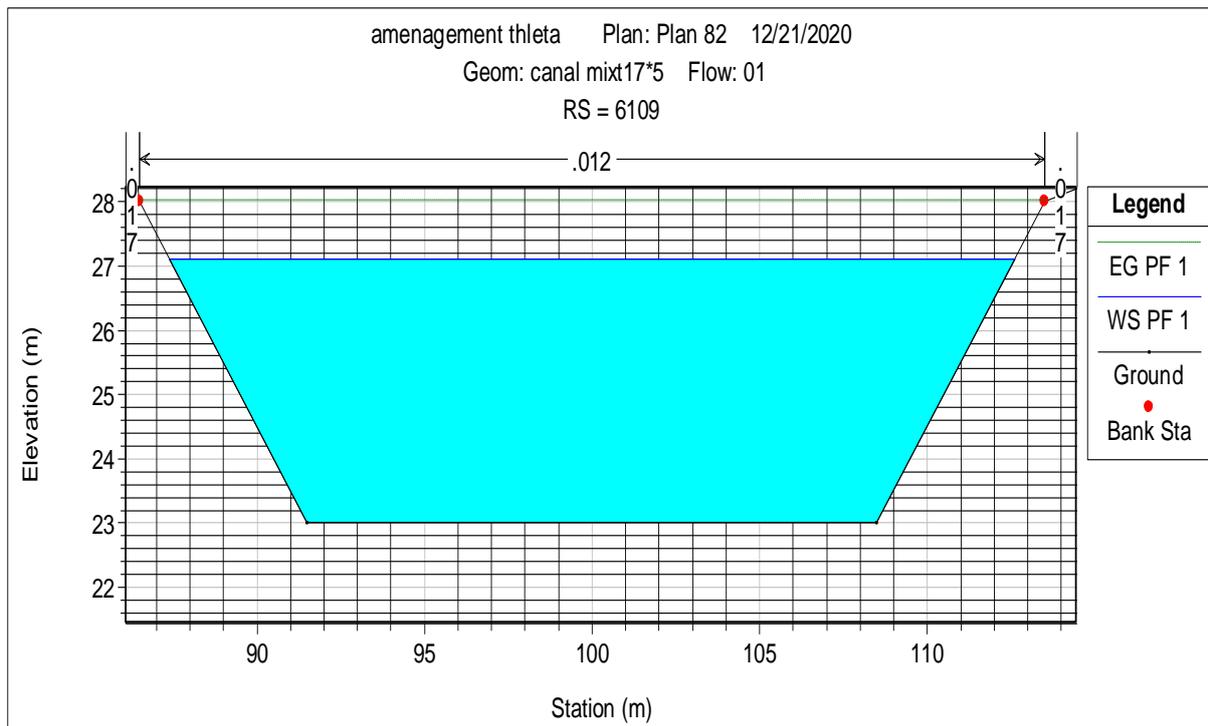


Figure V.5. Section en travers de l'oued THLETA aménagé

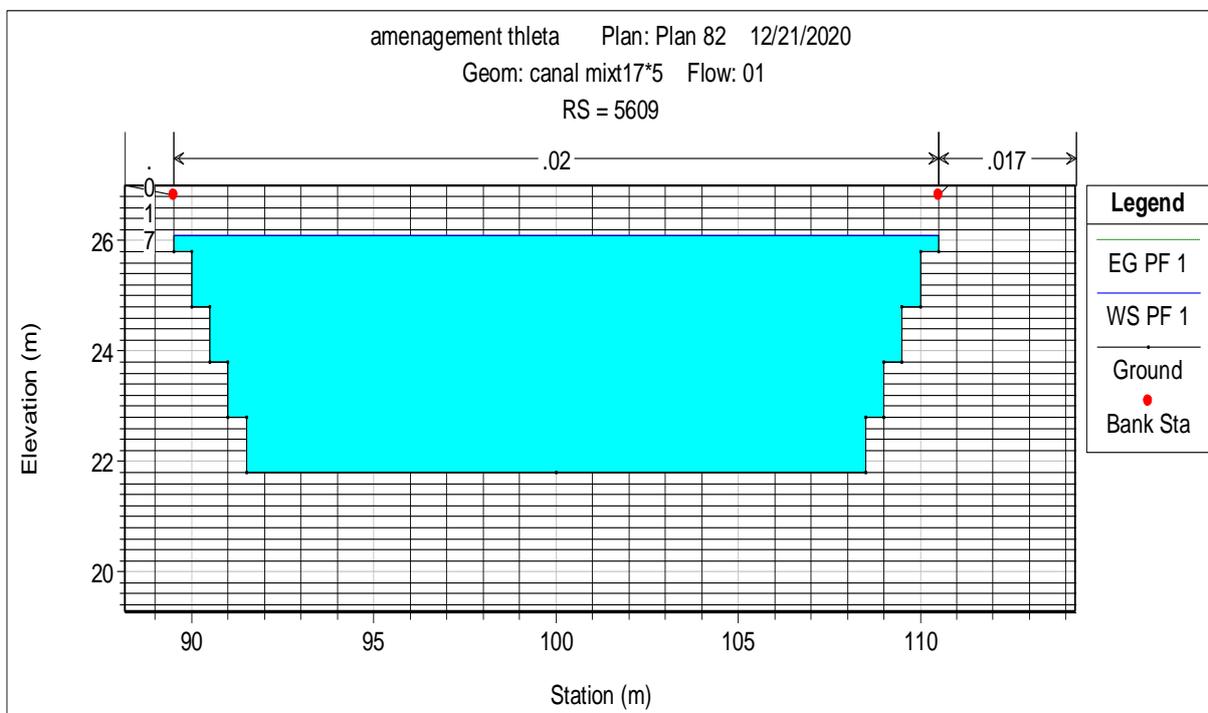


Figure V.6. Section en travers de l'oued THLETA aménagé.

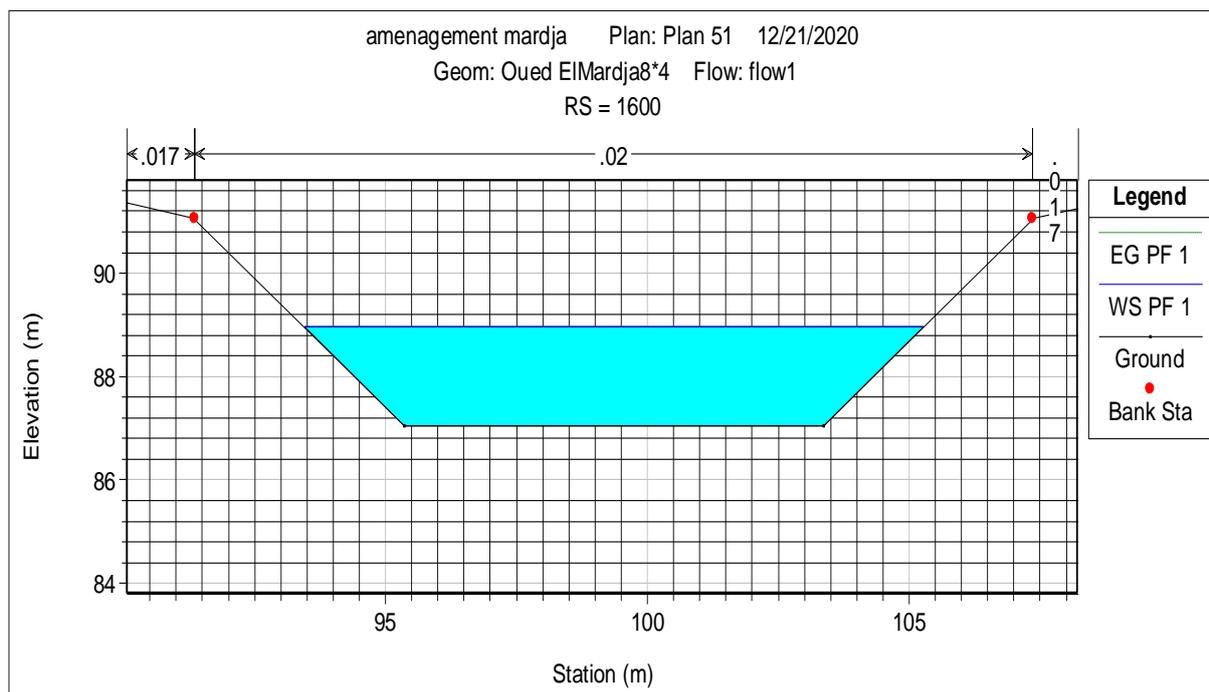
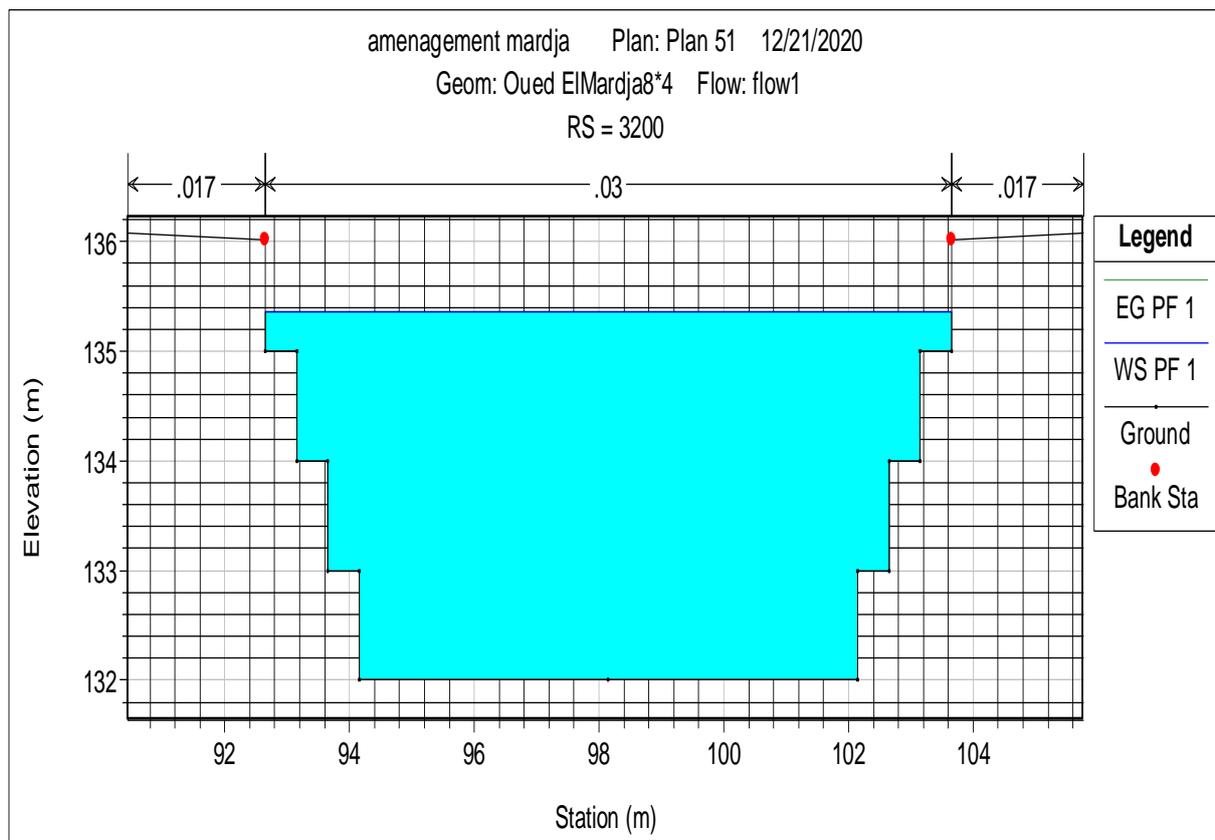


Figure 0.7. Section en travers de l'oued EL MERDJA aménagé.



FigureV.8. Section en travers de l'oued EL MERDJA aménagé.

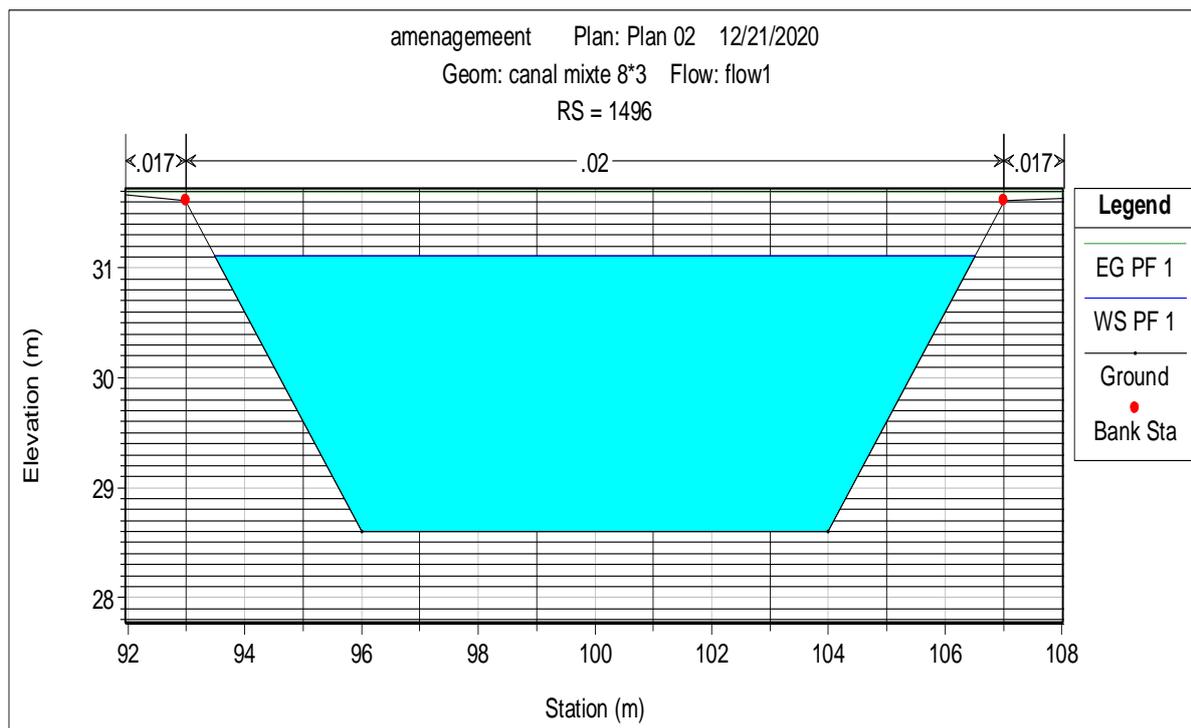


Figure V.9. Section en travers de l'oued DJOUGHLALI aménagé.

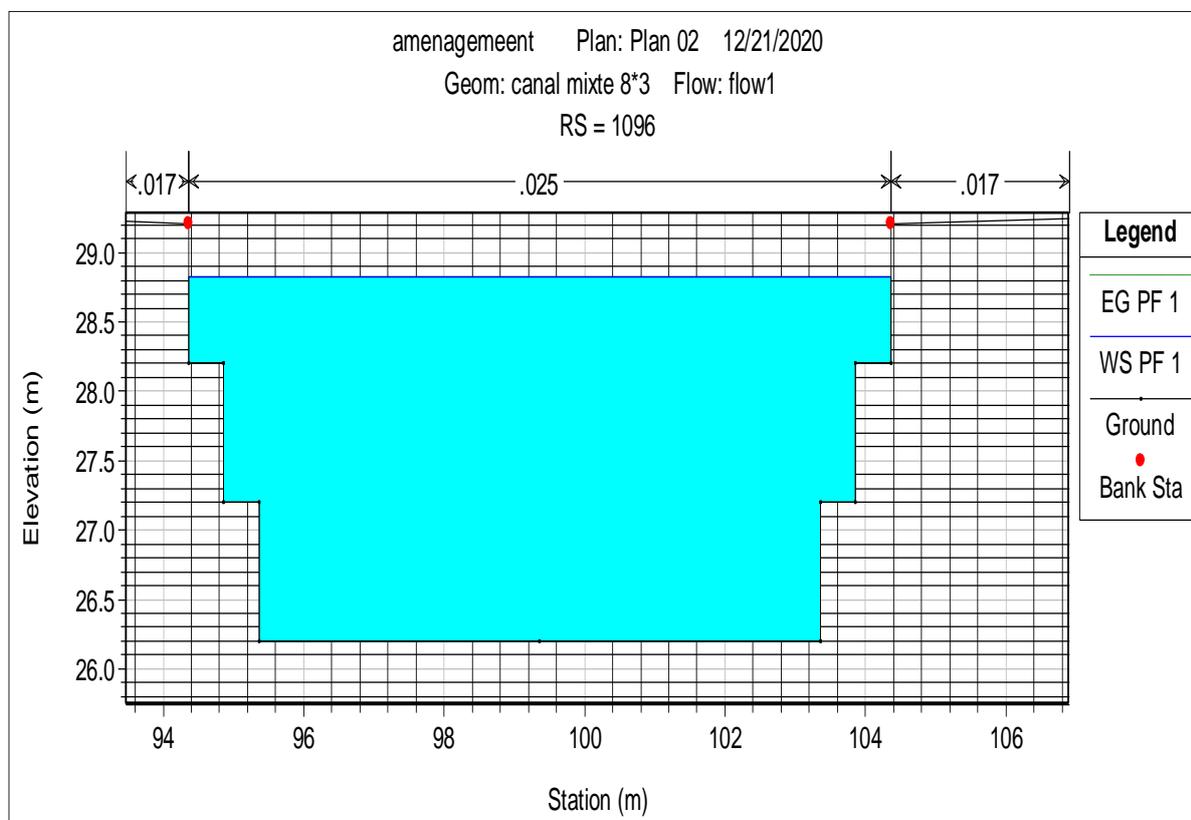


Figure 0.10. Section en travers de l'oued DJOUGHLALI aménagé.

### V.2.2.3. Estimation du coût de la variante

On prend une épaisseur de 15 cm pour le béton et pour le béton de propreté on prend une épaisseur de 5 cm. l'estimation du cout de la variante est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau V.11 Estimation de couts de la variante**

désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	1914941	250	478,735,250.00
Remblai	m <sup>3</sup>	3298079	200	659,615,800.00
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	7737	6000	46,422,000.00
Béton armé	m <sup>3</sup>	23721	42000	996,282,000.00
Gabionnage	m <sup>3</sup>	96180	4500	432,810,000.00
Montant Totale				2,613,865,050.00

## V.3.Choix de la variante d'aménagement

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

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

### V.3.1.La variante choisie

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du canal mixte parait plus économique que la variante de béton armé

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- La simplicité de la réalisation.
- Cout moins élevé.
- Longe durabilité.
- Une bonne stabilité.

### V.3.2.La variante choisie

Les deux variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vue financier, la variante du canal mixte parait plus économique que la variante de béton armé

On opte pour la variante d'un canal mixte car :

- La simplicité de la réalisation.
- Cout moins élevé.
- Longue durabilité.
- Une bonne stabilité.

### V.3.3. Aménagement proposé

Les crues torrentielles sont caractérisées par un important transport solide (rochers, arbres...) entraînant des risques d'érosion importants, en provenance du lit du torrent et des versants montagneux. La gestion préventive des risques torrentiels repose largement sur des mesures de protection structurelles au travers d'ouvrages de correction torrentielle. Il existe de nombreux torrents aménagés dans les Pyrénées par le service de Restauration des Terrains en Montagne :

- Ouvrages destinés à retenir les matériaux (blocs, branches, arbres...)
- Bassins de réception
- Des barrages successifs de faible hauteur en bois
- Renforcement et protection des berges
- Des déversoirs ou des seuils en gabions, en bois ou en maçonnerie
- Des banquettes en métal grillagée.

Ces structures bloquent les sédiments, freine le rythme du courant, canalisent les eaux pluviales, stabilise les terrains, ainsi que le « profil en long » des cours d'eau et permettent sur certains ouvrages une végétalisation progressive.

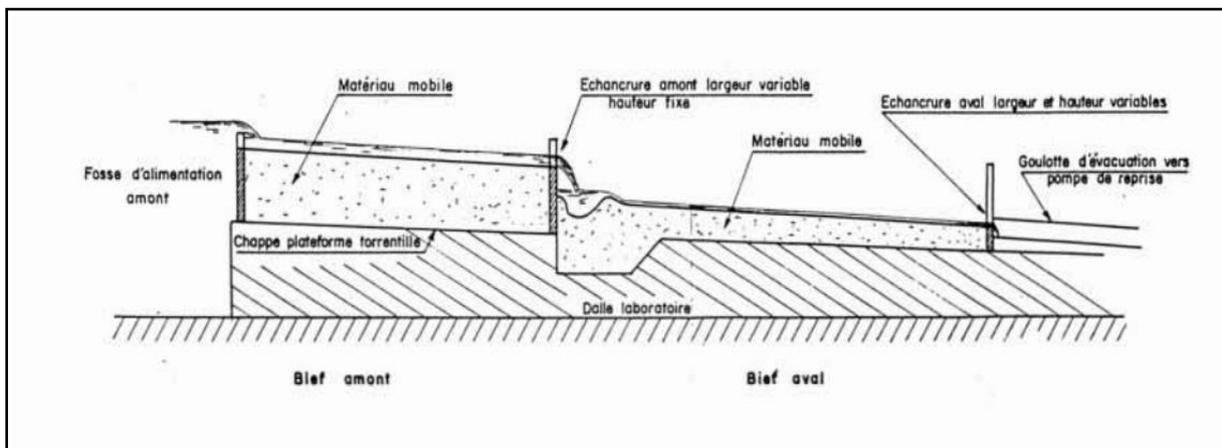
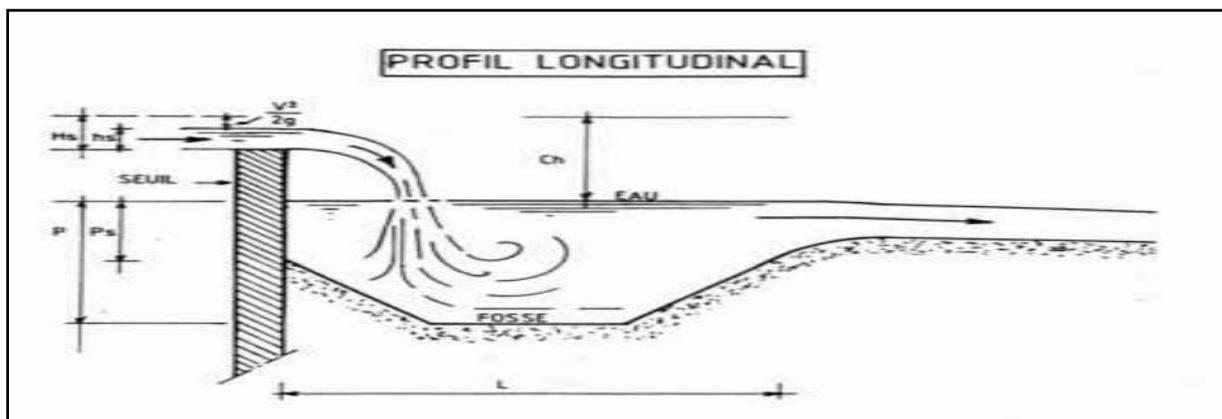


Figure V.7. Installation des seuils de correction torrentielle au niveau d'un oued.

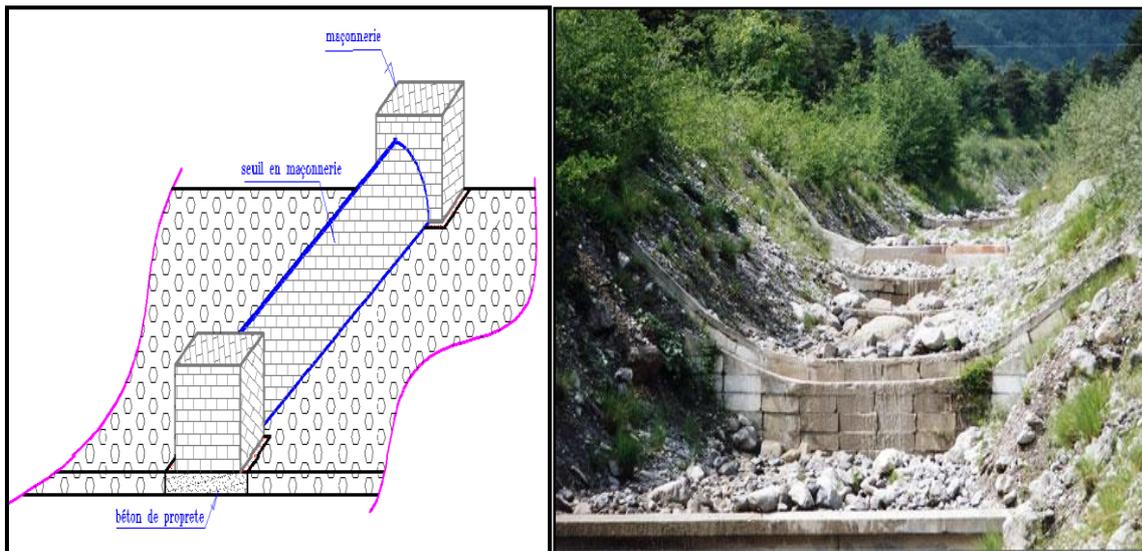


**Figure V.8.** Schéma représentatif des seuils de correction torrentielle.

Vu la situation du barrage de DOUERA qui se situe à l'amont de l'oued DJOUGHLALI TAYEB, et à cause des sédiments déposés par la vidange du fond qui produit en conséquence le rehaussement du lit d'oued et de l'augmentation des risques d'inondation, on propose de construire des seuils (correcteur torrentiel) en maçonnerie et en gabion le long de l'oued chaque 100 m environ, afin de retenir ces sédiments et de briser la torrencialité d'écoulement des eaux.

**❖ Remarque**

Il est à signaler qu'il sera indispensable de débarrasser ces ouvrages des dépôts solides, et de faire un nettoyage systématique, de préférence à la fin de chaque vidange du barrage.

**Figure V.9.** Des seuils de correction torrentielle en maçonnerie.**Figure V.10.** Des seuils de correction torrentielle en gabion.

## **Conclusion**

Afin de trouver la variante adéquate d'aménagement, qui présente des critères techniques appropriés avec l'objectif de protection dont il est question, qui serait réalisables sur le terrain sans pour autant être hors de coût. Nous avons présenté plusieurs solutions, avec leurs avantages et inconvénients. Ainsi, le choix final consiste principalement en la projection de canaux mixtes en gabion et béton armé, pour chaque oued, et nous soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable.

# **Chapitre VI : Organisation de Chantier**

## Introduction

Le but de l'organisation de chantiers est de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement,
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient,
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée,
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

### I.1.Organisation de chantier

#### I.1.1.Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

➤ **Le 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 d'œuvre** : C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution.

➤ **L'entreprise** : C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux.

➤ **L'entrepreneur** : C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.

#### VI.1.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

##### I.1.2.1. Installations destinées au personnel

En général, sont :

- ✓ **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1.25 m<sup>2</sup> par personne).

✓ **Les réfectoires:** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1.5 m<sup>2</sup> par personne). Gardemanger et chauffe gamelles installées dans l'abri ou dans un lieu couvert.

✓ **Les installations sanitaires:** Lavabos ou rampes pour la toilette: 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.

✓ **Poste de secours:** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.

✓ **Les bureaux de chantier:** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

#### **VI.1.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux**

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

#### **VI.1.2.3 Installations destinées à la réparation des engins**

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

#### **VI.1.2.4. Installation destinée pour la préfabrication**

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

### **3. Succession des opérations du chantier**

#### **a- Travaux préparatoires**

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

#### **b- Exécution de l'ouvrage**

- Excavation des canaux
- Construction des canaux
- Construction des digues en gabion;

### **VI.1.3. Les moyens de chantier**

#### **VI.1.3.1. Moyens humains**

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

#### **VI.1.3.2. Moyens matériels du chantier**

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques,

les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

**Tableau VI.1.** Engins utilisés

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

#### VI.1.4. 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, toutvenant).

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

**Tableau VI.1 :** Le devis quantitatif estimatif du projet

Désignation travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m <sup>3</sup>	1914941	250	478,735,250.00
	Remblai	m <sup>3</sup>	3298079	200	659,615,800.00
Béton de propreté		m <sup>3</sup>	7737	6000	46,422,000.00
Béton armé		m <sup>3</sup>	23721	42000	996,282,000.00
Gabionnage		m <sup>3</sup>	96180	4500	432,810,000.00
Montant Totale					2,613,865,050.00
TVA 19%					496,634,359.50
Total TTC					3,110,499,410.00

Le devis du projet est estimé à : **Trois milliards cent dix millions quatre cents quatre-vingts-neuf quatre cents dix dinars algériens.**

## VI.2. Planification

### VI.2.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

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

### VI.2.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

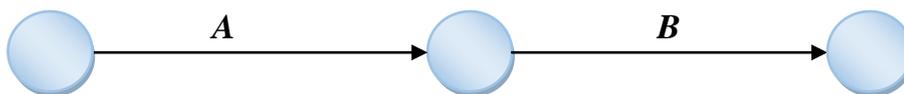
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

#### VI.2.2.1. Méthodes basées sur le réseau

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

##### 1. Réseau à flèches

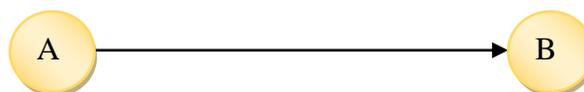
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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

##### 2. Réseau à nœuds

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



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

### A. Construction du réseau

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

## 1. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

## 2. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressés 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.

## B. Différentes méthodes basées sur le réseau

### a. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

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

- **1<sup>ère</sup> phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- **2<sup>ème</sup> phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;
- **3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

### b. 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.

### c. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

1. Commencement de l'opération (A) et (B) ;
2. Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
3. Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

### VI.2.2.2. Méthodes basées sur le graphique

#### a. Méthode linéaire (Line 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.2.3. Les étapes de la planification

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

- ✓ **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- ✓ **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- ✓ **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

### VI.3. 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.3.1. Les paramètres de la méthode C.P.M

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

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

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.

$$\text{ET : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \end{cases}$$

### VI.3.2. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

### VI.3.3. Diagramme de Gantt

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

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

### VI.3.2. 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 un phasage des travaux, dont plusieurs types de contraintes peuvent intervenir.

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

**Tableau VI.1** Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM.

Les travaux	Opération	Durée
Installation du chantier.	A	45jours
Travaux de terrassement des tronçons 3,4,5 et 6.	B	135 jours
Compactage sur les tronçons 3,4,5 et6.	C	135 jours
Recouvrement des berges.	D	150ours
Bétonnage des tronçons 3,4,5 et 6.	E	180 jours
Travaux de terrassement des tronçons 1,2 et 3.	F	60 jours
Compactage sur les tronçons 1,2 et 3.	G	95jours
Pose de gabion des tronçons 1,2 et 3.	H	180 jours
Recouvrement des berges .	I	90 jours
Réalisation d'ouvrage d'accumulation.	J	90 jours
Réalisation d'ouvrage de rejet.	K	90 jours
Déménagement du chantier .	L	45 jours

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

**Tableau VI.3** Les précédés.

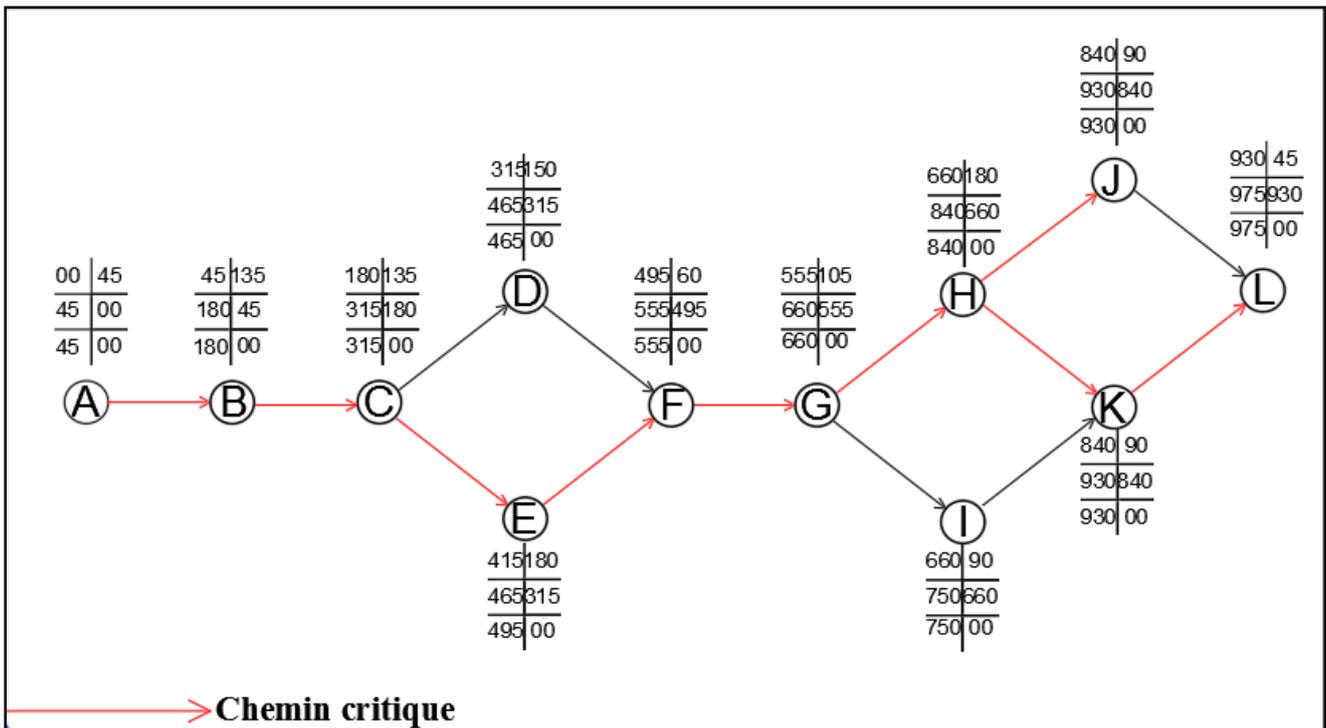
Operations	Precede	Durée (Jours)
<b>A</b>	B	45
<b>B</b>	C	135
<b>C</b>	D, E	135
<b>D</b>	F	150
<b>E</b>	F	180
<b>F</b>	G	60
<b>G</b>	H.I	95
<b>H</b>	K.J	180
<b>I</b>	K	90
<b>J</b>	L	90
<b>K</b>	L	90
<b>L</b>	#	45

**VI.3.2.1. Détermination des chemins critiques**

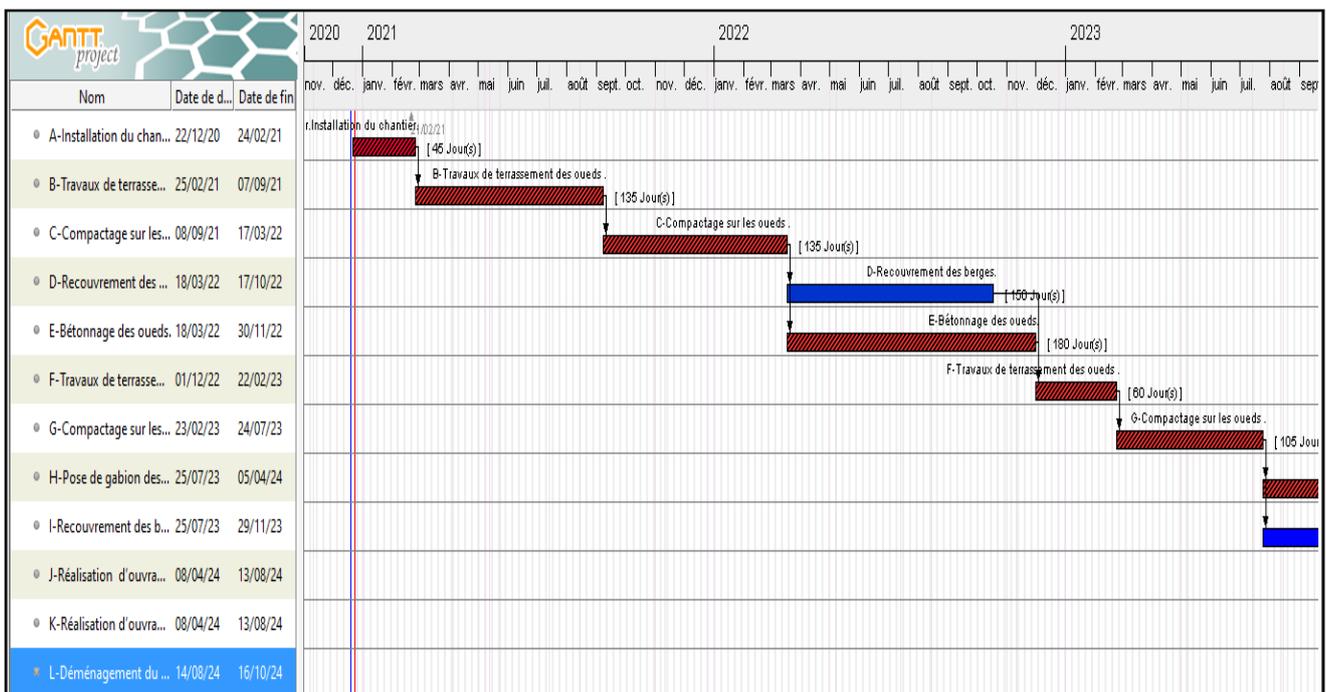
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**VI.3.2.2. Diagramme de Gantt**



**Figure VI.1** Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.



**Figure VI.2** : Diagramme de GANTT.

### ❖ **Interprétation**

Ces méthodes consistent à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles. D'après le chemin critique, le temps de réalisation de l'aménagement contre les inondations de la ville de TESSALA EL MERDJA est égale à 1080 jours, donc le délai contractuel du projet est de 36 Mois.

### **Conclusion**

D'après ce chapitre, on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Une étude concrète d'un quelconque cours d'eau requiert un maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques dans le but de faire la représentation la plus proche de l'état naturel de l'oued. Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème d'inondation sur la zone en question, et ainsi donner des solutions mieux adaptées au contexte. Et aussi de prévenir différents scénarios d'évènements soit en matière de phénomènes naturels, ou bien de mesures que l'on pourrait envisager ; ce que l'on saura faire aisément, une fois tous les aspects représentés d'une manière détaillée, avec des simulations de l'écoulement à l'aide de différents outils informatiques et différents logiciels.

En termes de débit de crue, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats significatifs sur lesquels on va se baser. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s'adapte pas à notre situation. Il faut que la méthode choisie soit plus proche aux données réelles.

Donc, au terme de ce travail, on peut dire que même avec des outils modernes puissants, tels que le logiciel Arc GIS qui permet d'exporter une infinité de profils en travers vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS via l'outil de logiciel civil 3D, la représentation parfaite d'un cours d'eau relève de l'impossible. Reste, cependant, que la représentation élaborée peut fournir largement les outils visés comme la carte de vulnérabilité aux inondations.

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondées après l'adoption du scénario de la crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau ainsi que les routes qui ne sont pas assez surélevées ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème. Donc, les aménagements proposés sont des canaux mixte en béton et en gabions, qui permettent une évacuation rapide de la crue.

Le coût de ce projet est estimé à 3110499410.00 DA pour un délai de réalisation de 36 mois. Et comme tout projet celui-ci se doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

# **Bibliographie**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**CEMAGREF.** (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

**Degoutte, G.,** 2006. Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

**Graf, W., Altinakar, M. S.,** 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

**Laborde J.P.,** 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

**Musy, A., Higy, C.,** 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

**Touaïbia, B.,** 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

**TOUATI A,** 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

**U.S. Army Corps of Engineers (2010a).** HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

**U.S. Army Corps of Engineers (2010b).** HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

**Yahiaoui A., B. Touaibia (2012).** Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

# **Annexes**

# Annexe 1

Table des valeurs de coefficient de Manning :

## Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
<b>A) Canaux artificiels</b>				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
<b>B) Cours d'eau naturels</b>				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

# Annexe 2

Oued THLETA Avant l'aménagement :

HEC-RAS Plan: Plan 82 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	7359	PF 1	368.26	25.50	28.88	28.88	30.34	0.001154	5.34	68.91	23.76	1.00
Reach 1	7109	PF 1	368.26	25.00	27.98	28.38	29.93	0.001779	6.19	59.46	22.95	1.23
Reach 1	6859	PF 1	368.26	24.50	27.42	27.88	29.46	0.001898	6.33	58.17	22.84	1.27
Reach 1	6609	PF 1	368.26	24.00	26.90	27.38	28.98	0.001954	6.39	57.60	22.79	1.28
Reach 1	6359	PF 1	368.26	23.50	26.39	26.88	28.49	0.001977	6.42	57.37	22.77	1.29
Reach 1	6109	PF 1	368.26	23.00	27.11	26.38	28.03	0.000590	4.24	86.81	25.22	0.73
Reach 1	5859	PF 1	368.26	22.40	26.65		27.75	0.002321	4.65	79.16	21.00	0.77
Reach 1	5609	PF 1	368.26	21.80	26.10	25.35	27.17	0.002226	4.59	80.27	21.00	0.75
Reach 1	5359	PF 1	368.26	21.20	24.75	24.75	26.39	0.003986	5.66	65.07	20.00	1.00
Reach 1	5109	PF 1	368.26	20.70	23.61	24.08	25.67	0.001929	6.37	57.85	22.81	1.28
Reach 1	4859	PF 1	368.26	20.20	23.09	23.58	25.18	0.001965	6.41	57.49	22.78	1.29
Reach 1	4609	PF 1	368.26	19.70	22.58	23.08	24.69	0.001983	6.43	57.31	22.77	1.29
Reach 1	4359	PF 1	368.26	19.20	22.08	22.58	24.19	0.001990	6.43	57.24	22.76	1.30
Reach 1	4109	PF 1	368.26	18.70	21.58	22.08	23.69	0.001993	6.44	57.21	22.76	1.30
Reach 1	3859	PF 1	368.26	18.20	21.08	21.58	23.19	0.001988	6.43	57.26	22.76	1.29
Reach 1	3609	PF 1	368.26	17.70	20.58	21.08	22.69	0.001992	6.44	57.22	22.76	1.30
Reach 1	3359	PF 1	368.26	17.20	20.08	20.58	22.19	0.001995	6.44	57.20	22.75	1.30
Reach 1	3109	PF 1	368.26	16.70	20.81	20.08	21.73	0.000590	4.24	86.81	25.22	0.73
Reach 1	2859	PF 1	368.26	16.10	20.35		21.45	0.002321	4.65	79.16	21.00	0.77
Reach 1	2609	PF 1	368.26	15.50	19.80	19.05	20.87	0.002226	4.59	80.27	21.00	0.75
Reach 1	2359	PF 1	368.26	14.90	18.45	18.45	20.09	0.003986	5.66	65.07	20.00	1.00
Reach 1	2109	PF 1	368.26	14.30	17.13	17.68	19.32	0.002107	6.56	56.15	22.66	1.33
Reach 1	1859	PF 1	368.26	13.70	16.48	17.08	18.77	0.002246	6.70	54.95	22.56	1.37
Reach 1	1609	PF 1	368.26	13.20	16.08	16.58	18.19	0.001982	6.42	57.33	22.77	1.29
Reach 1	1359	PF 1	368.26	12.70	15.58	16.08	17.69	0.001990	6.43	57.24	22.76	1.30
Reach 1	1109	PF 1	368.26	12.20	16.30	15.58	17.22	0.000597	4.26	86.50	25.20	0.73
Reach 1	859	PF 1	368.26	11.60	15.82		16.94	0.002367	4.68	78.64	21.00	0.77
Reach 1	609	PF 1	368.26	11.00	15.25		16.35	0.002322	4.65	79.15	21.00	0.77
Reach 1	359	PF 1	368.26	10.40	14.70		15.77	0.002228	4.59	80.24	21.00	0.75
Reach 1	109	PF 1	368.26	9.80	13.36	13.36	14.99	0.003979	5.66	65.11	20.00	1.00
Reach 1	0	PF 1	368.26	9.20	12.43	12.75	14.44	0.005462	6.28	58.64	20.00	1.17

Oued EL MERDJA Avant l'aménagement :

HEC-RAS Plan: Plan 56 River: River 3 Reach: Reach 3 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 3	3200	PF 1	163.38	136.29	137.15	137.15	137.44	0.003487	2.39	68.41	120.00	1.01
Reach 3	3100	PF 1	163.38	130.23	131.11	131.86	136.02	0.082864	9.81	16.66	37.73	4.71
Reach 3	3000	PF 1	163.38	128.51	129.47	129.91	131.06	0.023184	5.60	29.18	59.01	2.54
Reach 3	2900	PF 1	163.38	126.35	126.87	127.17	128.12	0.035593	4.94	33.08	111.36	2.89
Reach 3	2800	PF 1	163.38	122.05	122.78	123.26	124.70	0.031732	6.13	26.67	59.62	2.93
Reach 3	2700	PF 1	163.38	118.71	119.73	120.24	121.72	0.027935	6.26	26.12	51.42	2.80
Reach 3	2600	PF 1	163.38	116.09	118.45	117.58	118.52	0.000241	1.17	139.31	95.39	0.31
Reach 3	2500	PF 1	163.38	116.94	118.38		118.48	0.000501	1.43	114.45	101.09	0.43
Reach 3	2400	PF 1	163.38	112.91	118.45		118.45	0.000002	0.24	690.68	154.41	0.04
Reach 3	2300	PF 1	163.38	115.38	118.43		118.45	0.000042	0.61	267.75	132.19	0.14
Reach 3	2200	PF 1	163.38	116.16	118.41		118.44	0.000096	0.80	204.60	125.14	0.20
Reach 3	2100	PF 1	163.38	117.04	117.96	117.96	118.37	0.003088	2.84	57.62	71.19	1.01
Reach 3	2000	PF 1	163.38	114.58	115.82	116.33	117.62	0.019243	5.93	27.55	44.38	2.40
Reach 3	1900	PF 1	163.38	110.57	112.11	112.90	115.27	0.025556	7.87	20.76	26.94	2.86
Reach 3	1800	PF 1	163.38	109.82	111.02	111.50	112.66	0.018407	5.67	28.80	47.99	2.34
Reach 3	1700	PF 1	163.38	105.60	106.14	106.61	109.04	0.090250	7.54	21.66	77.68	4.56
Reach 3	1600	PF 1	163.38	101.85	102.96	103.45	104.75	0.022155	5.93	27.57	49.45	2.53
Reach 3	1500	PF 1	163.38	96.44	97.01	97.57	100.55	0.095008	8.34	19.60	62.85	4.77
Reach 3	1400	PF 1	163.38	91.58	92.65	93.23	95.09	0.032042	6.92	23.61	44.24	3.03
Reach 3	1300	PF 1	163.38	87.99	88.68	89.20	91.16	0.049308	6.97	23.45	60.19	3.56
Reach 3	1200	PF 1	163.38	81.49	82.34	82.95	85.68	0.059380	8.09	20.20	47.60	3.97
Reach 3	1100	PF 1	163.38	73.86	74.34	74.95	78.24	0.094209	8.74	18.68	55.40	4.81
Reach 3	1000	PF 1	163.38	71.56	72.06	72.31	72.97	0.025172	4.23	38.62	126.57	2.45
Reach 3	900	PF 1	163.38	68.72	69.08	69.34	70.12	0.032424	4.52	36.17	129.88	2.73
Reach 3	800	PF 1	163.38	64.42	64.90	65.22	66.36	0.042900	5.36	30.46	104.25	3.17
Reach 3	700	PF 1	163.38	62.67	63.40	63.59	64.00	0.012513	3.43	47.70	127.00	1.78
Reach 3	600	PF 1	163.38	59.37	59.76	60.09	61.46	0.066061	5.77	28.30	119.94	3.79
Reach 3	500	PF 1	163.38	57.68	59.77	58.69	59.79	0.000110	0.71	228.60	183.68	0.20
Reach 3	400	PF 1	163.38	58.54	59.47	59.47	59.74	0.003655	2.30	71.05	136.54	1.02
Reach 3	300	PF 1	163.38	56.36	56.84	57.19	58.63	0.063382	5.93	27.57	108.90	3.76
Reach 3	200	PF 1	163.38	53.82	54.48	54.69	55.21	0.018391	3.80	42.98	130.66	2.12
Reach 3	100	PF 1	163.38	51.29	51.89	52.18	52.97	0.026853	4.61	35.48	107.42	2.56
Reach 3	0	PF 1	163.38	49.17	49.90	50.22	50.94	0.015903	4.50	36.32	76.87	2.09

Oued DJOUGHLALI TAYEB Avant l'aménagement :

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	1896	PF 1	88.48	36.30	36.98	36.98	37.20	0.003872	2.07	42.82	100.30	1.01
Reach 1	1796	PF 1	88.48	35.32	35.67	35.86	36.35	0.026071	3.65	24.27	101.75	2.38
Reach 1	1696	PF 1	88.48	34.85	35.22	35.22	35.35	0.004492	1.64	53.87	200.00	1.01
Reach 1	1596	PF 1	88.48	33.05	33.47	33.66	34.29	0.038238	4.01	22.04	106.89	2.82
Reach 1	1496	PF 1	88.48	32.83	33.37	33.35	33.50	0.003606	1.57	56.52	191.12	0.92
Reach 1	1396	PF 1	88.48	32.51	32.96	32.96	33.10	0.004421	1.66	53.32	192.67	1.01
Reach 1	1296	PF 1	88.48	30.73	31.33	31.57	32.16	0.024249	4.03	21.97	74.77	2.37
Reach 1	1196	PF 1	88.48	30.44	31.01	31.01	31.19	0.004102	1.89	46.89	131.83	1.01
Reach 1	1096	PF 1	88.48	28.51	30.69	29.36	30.70	0.000026	0.37	237.97	174.59	0.10
Reach 1	996	PF 1	88.48	29.88	30.51	30.51	30.68	0.004253	1.81	48.94	150.91	1.01
Reach 1	896	PF 1	88.48	29.55	30.00	30.03	30.19	0.005511	1.91	46.35	160.40	1.13
Reach 1	796	PF 1	88.48	27.65	28.10	28.33	28.98	0.035934	4.15	21.32	93.85	2.78
Reach 1	696	PF 1	88.48	26.75	27.65	27.36	27.72	0.000693	1.12	78.77	127.40	0.46
Reach 1	596	PF 1	88.48	26.69	27.64		27.67	0.000235	0.72	124.28	176.16	0.27
Reach 1	496	PF 1	88.48	26.83	27.41	27.41	27.59	0.004093	1.89	46.90	132.13	1.01
Reach 1	396	PF 1	88.48	26.11	26.46	26.57	26.83	0.017235	2.73	33.48	161.11	1.90
Reach 1	296	PF 1	88.48	25.45	25.83	25.85	25.99	0.005472	1.75	50.55	198.12	1.11
Reach 1	196	PF 1	88.48	24.98	25.41	25.41	25.55	0.004409	1.65	53.55	194.60	1.01
Reach 1	96	PF 1	88.48	24.24	24.60	24.68	24.90	0.009871	2.42	36.59	137.44	1.50
Reach 1	0	PF 1	88.48	23.94	24.40	24.40	24.56	0.004216	1.80	49.22	152.42	1.01

# Annexe 3

Oued THLETA Après l'aménagement :

HEC-RAS Plan: Plan 84 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	7359	PF 1	368.26	25.50	28.88	28.88	30.34	0.001570	5.34	68.91	23.76	1.00
Reach 1	7109	PF 1	368.26	25.00	28.14	28.38	29.87	0.002016	5.82	63.28	23.28	1.13
Reach 1	6859	PF 1	368.26	24.50	27.67	27.88	29.36	0.001949	5.75	64.01	23.35	1.11
Reach 1	6609	PF 1	368.26	24.00	27.15	27.38	28.87	0.001995	5.80	63.50	23.30	1.12
Reach 1	6359	PF 1	368.26	23.50	26.66	26.88	28.36	0.001981	5.78	63.66	23.32	1.12
Reach 1	6109	PF 1	368.26	23.00	26.15	26.38	27.87	0.002003	5.81	63.42	23.29	1.12
Reach 1	5859	PF 1	368.26	22.40	25.42	25.78	27.31	0.002313	6.10	60.39	23.03	1.20
Reach 1	5609	PF 1	368.26	21.80	24.79	25.18	26.72	0.002374	6.15	59.85	22.99	1.22
Reach 1	5359	PF 1	368.26	21.20	24.19	24.58	26.13	0.002389	6.17	59.73	22.98	1.22
Reach 1	5109	PF 1	368.26	20.70	24.08	24.08	25.54	0.001570	5.34	68.91	23.76	1.00
Reach 1	4859	PF 1	368.26	20.20	23.34	23.58	25.07	0.002016	5.82	63.28	23.28	1.13
Reach 1	4609	PF 1	368.26	19.70	22.87	23.08	24.56	0.001949	5.75	64.01	23.35	1.11
Reach 1	4359	PF 1	368.26	19.20	22.35	22.58	24.07	0.001995	5.80	63.50	23.30	1.12
Reach 1	4109	PF 1	368.26	18.70	21.86	22.08	23.56	0.001981	5.78	63.66	23.32	1.12
Reach 1	3859	PF 1	368.26	18.20	21.35	21.58	23.07	0.002003	5.81	63.42	23.30	1.12
Reach 1	3609	PF 1	368.26	17.70	20.85	21.08	22.57	0.001999	5.80	63.46	23.30	1.12
Reach 1	3359	PF 1	368.26	17.20	20.35	20.58	22.07	0.001999	5.80	63.46	23.30	1.12
Reach 1	3109	PF 1	368.26	16.70	19.85	20.08	21.57	0.001999	5.80	63.46	23.30	1.12
Reach 1	2859	PF 1	368.26	16.10	19.12	19.48	21.01	0.002312	6.10	60.39	23.03	1.20
Reach 1	2609	PF 1	368.26	15.50	18.49	18.88	20.42	0.002374	6.15	59.86	22.99	1.22
Reach 1	2359	PF 1	368.26	14.90	17.89	18.28	19.83	0.002389	6.17	59.73	22.98	1.22
Reach 1	2109	PF 1	368.26	14.30	17.29	17.68	19.23	0.002391	6.17	59.71	22.98	1.22
Reach 1	1859	PF 1	368.26	13.70	16.69	17.08	18.63	0.002397	6.17	59.66	22.97	1.22
Reach 1	1609	PF 1	368.26	13.20	16.58	16.58	18.04	0.001570	5.34	68.91	23.76	1.00
Reach 1	1359	PF 1	368.26	12.70	15.84	16.08	17.57	0.002016	5.82	63.28	23.28	1.13
Reach 1	1109	PF 1	368.26	12.20	15.35	15.58	17.07	0.002003	5.81	63.41	23.29	1.12
Reach 1	859	PF 1	368.26	11.60	14.62	14.98	16.51	0.002313	6.10	60.39	23.03	1.20
Reach 1	609	PF 1	368.26	11.00	13.99	14.38	15.92	0.002374	6.15	59.85	22.99	1.22
Reach 1	359	PF 1	368.26	10.40	13.39	13.78	15.33	0.002389	6.17	59.73	22.98	1.22
Reach 1	109	PF 1	368.26	9.80	12.79	13.18	14.73	0.002391	6.17	59.71	22.98	1.22
Reach 1	0	PF 1	368.26	9.20	11.89	12.58	14.36	0.003430	6.97	52.86	22.37	1.45

Oued EL MERDJA Après l'aménagement :

HEC-RAS Plan: Plan 57 River: River 3 Reach: Reach 3 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 3	3200	PF 1	163.38	132.00	135.04	135.04	136.25	0.005774	4.86	33.60	14.09	1.01
Reach 3	3100	PF 1	163.38	129.19	131.10	132.23	134.88	0.029186	8.61	18.97	11.83	2.17
Reach 3	3000	PF 1	163.38	126.38	128.32	129.42	131.99	0.028045	8.49	19.24	11.87	2.13
Reach 3	2900	PF 1	163.38	123.57	125.51	126.61	129.18	0.028046	8.49	19.24	11.87	2.13
Reach 3	2800	PF 1	163.38	120.76	122.69	123.80	126.38	0.028114	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2700	PF 1	163.38	117.95	119.89	120.99	123.56	0.028017	8.49	19.24	11.87	2.13
Reach 3	2600	PF 1	163.38	115.14	117.07	118.18	120.76	0.028111	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2500	PF 1	163.38	112.33	114.26	115.37	117.95	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2400	PF 1	163.38	109.52	111.45	112.56	115.14	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2300	PF 1	163.38	106.71	108.64	109.75	112.33	0.028137	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2200	PF 1	163.38	103.90	105.83	106.94	109.52	0.028137	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2100	PF 1	163.38	101.09	103.02	104.13	106.71	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	2000	PF 1	163.38	98.28	100.21	101.32	103.90	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1900	PF 1	163.38	95.47	97.40	98.51	101.09	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1800	PF 1	163.38	92.66	94.59	95.70	98.28	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1700	PF 1	163.38	89.85	91.78	92.90	95.47	0.028137	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1600	PF 1	163.38	87.04	88.97	90.08	92.66	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1500	PF 1	163.38	84.23	86.16	87.27	89.85	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1400	PF 1	163.38	81.42	83.35	84.46	87.04	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1300	PF 1	163.38	78.61	80.54	81.65	84.23	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1200	PF 1	163.38	75.80	77.73	78.84	81.42	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1100	PF 1	163.38	72.99	74.92	76.03	78.61	0.028137	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	1000	PF 1	163.38	70.18	72.11	73.22	75.80	0.028135	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	900	PF 1	163.38	67.37	69.30	70.41	72.99	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	800	PF 1	163.38	64.56	66.49	67.60	70.18	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	700	PF 1	163.38	61.75	63.68	64.79	67.37	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	600	PF 1	163.38	58.94	60.87	61.98	64.56	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	500	PF 1	163.38	56.13	58.06	59.17	61.75	0.028135	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	400	PF 1	163.38	53.32	55.25	56.36	58.94	0.028137	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	300	PF 1	163.38	50.51	52.44	53.55	56.13	0.028137	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	200	PF 1	163.38	47.70	49.63	50.74	53.32	0.028135	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	100	PF 1	163.38	44.89	46.82	47.93	50.51	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13
Reach 3	0	PF 1	163.38	42.08	44.01	45.12	47.70	0.028136	8.50	19.22	11.87	2.13

Oued DJOUGHLALI TAYEB Après l'aménagement :

HEC-RAS Plan: Plan 04 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	1896	PF 1	88.48	31.00	33.11	33.11	33.99	0.003898	4.14	21.36	12.22	1.00
Reach 1	1796	PF 1	88.48	30.40	32.23	32.51	33.46	0.006349	4.91	18.03	11.67	1.26
Reach 1	1696	PF 1	88.48	29.80	31.69	31.91	32.83	0.005725	4.74	18.69	11.78	1.20
Reach 1	1596	PF 1	88.48	29.20	31.07	31.31	32.24	0.005978	4.81	18.41	11.73	1.23
Reach 1	1496	PF 1	88.48	28.60	30.46	30.71	31.65	0.006007	4.81	18.38	11.73	1.23
Reach 1	1396	PF 1	88.48	28.00	29.86	30.11	31.04	0.006000	4.81	18.38	11.73	1.23
Reach 1	1296	PF 1	88.48	27.40	29.26	29.51	30.44	0.006000	4.81	18.38	11.73	1.23
Reach 1	1196	PF 1	88.48	26.80	28.66	28.91	29.84	0.006000	4.81	18.38	11.73	1.23
Reach 1	1096	PF 1	88.48	26.20	28.06	28.31	29.24	0.005997	4.81	18.39	11.73	1.23
Reach 1	996	PF 1	88.48	25.60	27.46	27.71	28.64	0.005998	4.81	18.39	11.73	1.23
Reach 1	896	PF 1	88.48	25.00	26.86	27.11	28.04	0.005993	4.81	18.39	11.73	1.23
Reach 1	796	PF 1	88.48	24.40	26.26	26.51	27.44	0.005987	4.81	18.40	11.73	1.23
Reach 1	696	PF 1	88.48	23.80	25.67	25.91	26.84	0.005977	4.81	18.41	11.73	1.23
Reach 1	596	PF 1	88.48	23.20	25.07	25.31	26.24	0.005976	4.81	18.41	11.73	1.23
Reach 1	496	PF 1	88.48	22.60	24.47	24.71	25.64	0.005975	4.81	18.41	11.73	1.23
Reach 1	396	PF 1	88.48	22.00	23.87	24.11	25.04	0.005979	4.81	18.41	11.73	1.23
Reach 1	296	PF 1	88.48	21.40	23.26	23.51	24.45	0.006023	4.82	18.36	11.72	1.23
Reach 1	196	PF 1	88.48	20.80	22.66	22.91	23.85	0.006023	4.82	18.36	11.72	1.23
Reach 1	96	PF 1	88.48	20.20	22.06	22.31	23.25	0.006023	4.82	18.36	11.72	1.23
Reach 1	0	PF 1	88.48	19.60	21.44	21.71	22.66	0.006220	4.87	18.16	11.69	1.25