

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد محمد الله عرباوي"

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⴰⵎⵓⵔⴰⵏ ⴰⵎⵓⵔⴰⵏ ⴰⵎⵓⵔⴰⵏ ⴰⵎⵓⵔⴰⵏ ⴰⵎⵓⵔⴰⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INNODATIONS
DU POLE URBAIN DE BIR NSA, SETIF
(W.SETIF)**

Présenté par :

M. BENZIANE Tarek

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. BZNLAOUKLI Bachir	MCA	Président
M. ZIABAK Issam	MAA	Examineur
M. BENSALAH Mohamed Draïdi	MCB	Examineur
M. ZEROUL Ayoub	MCA	Promoteur

Session Septembre 2020

Dédicace

Du fond du cœur, et en signe d'amour et de gratitude, je dédie cet humble travail à :

*A mes chers parents **Ziad** et **Naima** ;*

pour leur soutien, leur patience, leur amour et pour leurs prières.

*Que Dieu le Tout-Puissant vous préserve et vous bénisse avec santé et bonheur et puisse-t-il
me donner la force de vous rendre toujours fier et d'être tout ce que vous avez toujours
souhaité que je sois.*

*A mes chers frères **Salah Eddine** et **Youcef** ;*

Qu'ils soient toujours à mes côtés et aient tout ce qu'ils méritent.

A la mémoire de mon grand-père et mes grands-mères ;

Puisse ton âme en paix,

*A Toute la famille **Benziane** et **Atoui** ;*

*surtout mon grand-père **Mokhtar** et mes cousins et cousines*

A mes amis sans exception ;

Pour les grands moments que nous avons passés ensemble.

A tous ceux qui me sont chers ;

A tous ceux qui m'aiment .

A tous ceux que j'aime.

BENZIANE Tarek

Remerciement

*Tout d'abord, je commence par remercier le bon **Dieu** qui m'a doté de la volonté, du Courage et surtout de la patience pour produire ce travail et qui m'a aidé à faire face à toutes les difficultés rencontrées lors de son élaboration.*

Mes sincères remerciements vont à mes parents qui ont sacrifié leur vie pour mon éducation et à mes professeurs qui ont sacrifié leur temps pour ma formation, durant mes études.

*J'exprime ma reconnaissance à mon encadreur : **Mr Zeroual Ayoub**, pour son encadrement tout le long de ce projet et pour son aide, orientation et conseils très efficaces.*

*Mes remerciements vont également à **Mr B.Benlaoukli ; Mr I.Zaibak et Mr D.Bensalah**, d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

Je remercie également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.

Sans oublier ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

Enfin, j'exprime tout le bonheur du monde à toute la promotion sortante 2020 de l'Ecole Nationale supérieure de l'hydraulique de Blida.

MERCI.

BENZIANE Tarek

ملخص

يعد مشكل الأخطار الطبيعية بشكل عام والفيضانات بشكل خاص موضوعًا هامًا في العالم والجزائر خاصة ، و في ضوء الفيضانات الكارثية في الفترة الأخيرة أصبحت إدارة هذا الخطر أكثر من ضرورة ، والتي يجب أن تشمل جميع الجهات الفاعلة وجميع الوسائل المتاحة الممكنة. تشمل هذه الدراسة حماية القطب الحضري بئر النسا بمدينة سطيف ضد الفيضانات وعليه من الضروري اقتراح تخطيط فعال للوادي . وفي هذا الإطار تطرقنا الى عدة محاور : وصف دقيق للمنطقة من اجل تحديد مصدر التدفق وانتقاله الى المنفذ، تحليل سلسلة المطار وتحديد تدفق الوادي خلال 100 سنة ، دراسة طبوغرافية وهيدروليكية للمحاكاة باستخدام برنامج HEC-RAS، مناقشة الحلول المختلفة واختيار الحل الانسب من الناحية التقنية والاقتصادية **الكلمات المفتاحية** : فيضانات، أمطار، حماية، تهيئة الدراسة الهيدرولوجية .

Résumé

La problématique des risques naturels en général et des inondations en particulier est un sujet d'actualité qui marque une section mémorable dans le monde et spécifiquement en Algérie, notamment au regard des dernières années grandes crues catastrophiques. En effet, la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit inclure tous les acteurs et tous les moyens disponibles possibles.

Le présent travail consiste à faire l'étude de protection du site du pole urbain Bir Nsa de la ville de Sétif, (W.Sétif), contre les inondations. Pour cela il devient nécessaire de proposer un aménagement efficace afin de limiter les dégâts.

Dans ce cadre, plusieurs axes ont été étudiés : la description détaillée de la zone afin de comprendre la génération de l'écoulement et leur transfert à l'exutoire, l'analyse des précipitations maximales journalières, la détermination de débit de la crue centennale, L'étude topographique et hydraulique pour la simulation avec le logiciel HEC-RAS et une description des variantes d'aménagement et des ouvrages de protection proposés. Dans la fin de ce travail une description des variantes d'aménagement proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adapté d'un point de vue technico-économique.

Mots clés : Inondations, Précipitation, Protection, Aménagement, Etude hydrologique.

Abstract

The problematic of natural risks in general and floods in particular is a moderne issue that has important effects worldwide and especially in algeria, where in the last years major catastrophic floods have been marked. Indeed, the management of these risks is becoming more and more a necessity which must include all the actors and all possible available means.

The present work consists in carrying out the study of protection of the urban pole Bir nsa in the city of Sétif (W. Sétif), against floods. For that it becomes necessary to propose an effective arrangement in order to limit the damage. Within this framework, several axes were studied: the detailed description of the zone in order to understand the generation of the flow and their transfer to the outlet, the analysis of the maximum daily precipitations, the determination of the flow of the 100-year flood, the topographic and hydraulic study to carry out a simulation with the HEC-RAS software and a description of the development variants and the proposed protection structures. At the end of this work, a description of the proposed layout variants in order to be able to choose the most suitable from a technical and economic point of view.

Keywords: course layout , Protection, Flood , Precipitation, Hydrological study.

SOMMAIRE

Introduction Générale

CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Introduction	2
I.1. Les inondations	2
I.2. Les crues	2
I.2.1. Différence entre crue et inondation.....	2
I.3. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau	3
I.3.1. Lit d'un cours d'eau	3
I.3.2. Rive – berge	5
I.3.3. Alluvions et substratum	5
I.3.4. Ripisylve	5
I.4. Types d'inondations	5
I.5. Causes des inondations en Algérie	8
I.5.1. Perturbations météorologiques	8
I.5.2. Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières	9
I.5.3. Un environnement topographique défavorable	9
I.6. Inondations en Algérie	10
I.6.1 Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2019)	11
I.7. Les inondations dans la zone d'étude	17
Conclusion	17

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Introduction	19
II.1. Situation Géographique	19
II.2. Géomorphologie	21
II.2.1. Situation topographique.....	21
II.2.2. Géologie	21
II.3. Situation Climatologique	24
II.3.1. Pluviométrie	24
II.3.2. Température de l'air.....	25
II.3.3. Humidité de l'air.....	27
II.3.4. Gelée	27
II.3.5. vents	27

II.3.6.Le sirocco.....	28
II.3.7.La grêle	28
II.3.8.L'évaporation.....	29
II.4. Réseau Hydrographique.....	29
II.5. Situation sismique	29
Conclusion	29

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Introduction	31
III.1. Caractéristiques principales du bassin versant	31
III.1.1. Bassin versant	31
III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant	31
III.1.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	33
III.1.1.3. Le relief.....	34
III.1.1.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants.....	43
III.2. Etude des précipitations	50
III.2.1. Pluviométrie	50
III.2.1.1. Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	50
III.2.1.2. Estimation de la pluie max journalière.....	51
III.2.2. Etude des apports	60
III.3. Etude des crues	65
III.3.1. Détermination des débits maximums fréquents par les formules empiriques..	66
III.3.1.1. Détermination des débits par la méthode GRADEX	69
III.3.2. Hydrogrammes de crue	73
III.3.3. Choix de la crue de projet	75
III.4. Etude des apports solides	76
Conclusion	77

CHAPITRE IV : Calcul Hydraulique

Introduction	79
IV.1. Généralités (Graf et al, 1993)	79
IV.1.1. Ecoulement à surface libre	79
IV.1.2. Canaux à ciel ouvert	79
IV.1.3. Types d'écoulement	81
IV.1.4. Régime d'écoulement	83

IV.2. Dimensionnement des canaux	85
IV.2.1. Calcul des paramètres géométriques.....	86
IV.3. Etat des oueds de la zone d'études	86
IV.4. Modélisation de l'écoulement	89
IV.4.1. Présentation du logiciel Hec-Ras	89
IV.4.1.1. démarche de la simulation.....	89
IV.4.1.2. Résultat de la simulation	91
IV.5. Les zones inondables.....	95
Conclusion	96

CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement

Introduction	98
V.1. Principe d'aménagement	98
V.1.1. Les différents types d'aménagements	98
V.1.1.1. Curage	98
V.1.1.2. Rééquilibrage.....	98
V.1.1.3. Réalisation des canaux.....	98
V.1.1.4. Protection des berges	98
V.1.1.5. Création des canaux périphériques.....	98
V.1.2. Les formules de dimensionnement des canaux	98
V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement	99
V.1.3.1. La pente du projet.....	99
V.1.3.2. Le coefficient de rugosité.....	100
V.1.3.3. Vitesse d'érosion	100
V.1.3.4. Revanche des canaux.....	101
V.2. Etude des variantes	101

Variante I

V.2.1. Canal de forme rectangulaire fermée en béton.....	102
V.2.1.1. Dimensionnement	102
V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement	103
V.2.1.3. Estimation du coût de la variante.....	105
V.2.2. Canal mixte galerie rectangulaire et trapézoïda.	105
V.2.2.1. Dimensionnement	105
V.2.2.2. Les paramètres d'écoulement.....	106

V.2.2.3. Estimation du coût de la variante.....	108
Variante II (retenue d'écêtement)	
V.3.1.Dimensionnement d'ouvrage de protection	109
V.3.1.1 Axe de la digue de retenue.....	109
V.3.1.2. Laminage de crue	110
V.3.1.3. Volume de la digue	115
V3.1.4. Le Déversoir	119
V3.1.5.Bassin de Dissipation	120
V.3.1.6. Estimation du coût de la retenue	123
V.3.2. C galerie rectangulaire en béton et trapézoïdal.....	125
V.3.2.1. Dimensionnement	125
V.3.2.2. Les paramètres d'écoulement	125
V.2.2.3. Estimation du coût de la variante	128
V.3.3.1. Canal mixte Gabion et galerie fermé en béton armé.....	128
V.3.3.2. Dimensionnement	129
V.3.3.3. Les paramètres d'écoulement	129
V.3.3.4. Estimation du coût de la variante	131
V.4. Choix de la variante d'aménagement	131
V.4.1. Critères d'évaluation	131
V.4.2. La variante choisit	131
Conclusion	132

CHAPIRE VI : Calcul génie civil

Introduction	134
VI.1. Actions et sollicitations	135
VI.1.1.1 Actions permanente (G)	135
VI-1-1-2- Actions variables (Qi)	135
VI-1-1-3- Actions accidentelles (FA)	135
VI.1.2. Les sollicitations	135
VI.2.Caractéristiques des matériaux	136
VI.2.1. Le béton	136
VI.2.1.1. Le retrait	136
VI.2.1.2. Le fluage	137
VI.2.2. Les armatures	137

VI.3. Etude de la stabilité du canal	137
VI.4. Calcul de ferrailage	138
VI.4.1 Les hypothèses de calcul.....	138
VI.4.1.1 Béton	138
VI.4.1.2 L'acier	138
VI.4.1.3 Le sol	138
VI.4.2. Bilan des forces	139
VI.4.3. Etude du canal vide	140
VI.4.3.1. Le radier	140
VI.4.3.2. Etude des voiles :	141
VI.4.4. Etude du canal rempli	142
VI.4.4.1 Le radier :	142
VI.4.4. Les voiles	143
Conclusion	143

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Introduction	145
VII.1. Généralité	145
VII.1.1. Les intervenant au chantier	145
VII.1.1.1. Maitre de l'ouvrage	145
VII.1.1.2. Maitre de l'ouvre.....	145
VII.1.1.3. Entrepreneur.....	145
VII.1.2. Les engins utilisés	146
VII.2. Devis quantitatif et estimatif du projet	146
VII.3. Planification	147
VII.3.1. Méthodes basées sur le réseau	148
VII.3.1.1. Définition	148
VII.3.1.2. Différentes méthodes basées sur le réseau	149
VII.3.1.3. Méthodes basées sur le graphique	149
VII.3.2.1. Les étapes de la planification.....	149
VII.3.2.2. Diagramme de Gantt	151
Conclusion	153

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II. 1 Précipitations moyennes mensuelles de la période (2009-2010)	25
Tableau II. 2 Températures moyennes.....	26
Tableau II. 3 Températures maximales et minimales moyennes à Sétif.....	26
Tableau II.4. Humidités moyennes mensuelle à Sétif	27
Tableau II.5. Nombre de jours de gelées blanches	27
Tableau II.6.Vitesses moyennes mensuelles des vents	27
Tableau II.7.Nombre de jours de sirocco	28
Tableau II.8.Nombre de jours de grêle.....	28
Tableau II.9.Evaporation nette	29

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Tableau III. 1 Caractéristiques morphologiques des sous bassins	34
Tableau III. 2 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 1	36
Tableau III. 3 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 2.....	37
Tableau III. 4 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 3.....	38
Tableau III. 5 Les résultats de calcul d'altitude des sous bassin	39
Tableau III. 6 Les résultats de calcul des indices de pente.....	41
Tableau III. 7 L'indice de drainage des sous bassin	45
Tableau III. 8 La densité hydrographique des sous bassin	46
Tableau III. 9 La densité hydrographique des sous bassin	46
Tableau III. 10 Le temps de concentration des sous bassin	47
Tableau III. 11 La pente moyenne du cours d'eau des sous bassin	48
Tableau III. 12 Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant	49
Tableau III. 13 Coordonnées de la station pluviométrique de MAHOUANE	50
Tableau III. 14 Répartition des pluies moyennes mensuelles	50
Tableau III. 15 Pluies maximales journalières prise de la station 1506911	52
Tableau III. 16 Caractéristiques de la série pluviométrique	52
Tableau III. 17 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	53
Tableau III. 18 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon..	54
Tableau III. 19 Résultat de l'ajustement à la loi Log-Normal.....	55

Tableau III. 20 Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon	56
Tableau III. 21 Comparaison des caractéristiques des lois.	56
Tableau III. 22 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	58
Tableau III. 23 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule DERIE II	60
Tableau III. 24 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule ANRH	60
Tableau III. 25 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule Algérienne	61
Tableau III. 26 Résultats de calcul d'apport liquide par la formule MEDINGUER	61
Tableau III. 27 Résultats de calcul pour des erreurs pour le choix des apports	61
Tableau III. 28 Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals	62
Tableau III. 29 Module d'écoulement de chaque sous bassin	62
Tableau III. 30 Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin.....	63
Tableau III. 31 Lame d'eau écoulée de chaque sous bassin.....	63
Tableau III.32. Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin	63
Tableau III.33 Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY	64
Tableau III. 34 Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV	64
Tableau III.35 Coefficient de variation avec la formule KRISTEKLY MENKEL	64
Tableau III. 36 Coefficient de variation avec la formule Algérienne	65
Tableau III.37 Coefficient de variation avec la formule OURKGUIPROVODKHOZ	65
Tableau III. 38 Récapitulatif des débits maximums de crue des quatre sous bassins par les différentes formules	68
Tableau III. 39 Les débits maximums de crue.....	69
Tableau III. 40 Débits de pointe par la méthode GRADEX	71
Tableau III. 41 Débits des quatre sous bassins calculés par la méthode GRADEX	72
Tableau III. 42 Les valeurs des débits de pointe optées	73
Tableau III. 43 Valeurs des débits de crues en fonction du temps	74
Tableau III. 44 Apport solide des quatre sous bassins par la méthode TEXERONT	76
Tableau III. 45 Apport solide des quatre sous bassins par la méthode d'estimation au Nord Algérie	77

CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement

Tableau V. 1 coefficient de rugosité	100
Tableau V.2. Vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident	100
Tableau V. 3 Dimensions de l'aménagement (galerie en béton armé.)	103

Tableau V. 4 Paramètres d'écoulement de la variante galerie en béton armé.....	103
Tableau V. 5 Devis de la variante (galerie en béton armé).	105
Tableau V. 6 Dimensions de l'aménagement (canal mixte).....	106
Tableau V. 7 Paramètres d'écoulement.....	106
Tableau V. 8 Devis de la variante (canal mixte)	108
Tableau V.9 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	112
Tableau V.10. Calcul de l'hydrogramme laminé.....	113
Tableau V.11. Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	114
Tableau V.12. les résultats du calcul de revanche	117
Tableau V.13. les résultats du calcul la Largeur en crête	118
Tableau V.14. Coordonnées du quadrant aval de déversoir.....	119
Tableau V.15. :type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude	121
Tableau V.16. Devis des différents travaux du retenue	124
Tableau V. 17 Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé).....	125
Tableau V. 18 Paramètres d'écoulement.	126
Tableau V. 19 Devis de la variante (canal en béton armé)	128
Tableau V. 20 Dimensions de l'aménagement (gabion).....	129
Tableau V. 21 Paramètres d'écoulement.	129
Tableau V. 22 Devis de la variante (gabion)	131

CHAPITRE VI : CALCUL GENIE CIVIL

Tableau VI. 1 Bilan des forces	139
Tableau VI. 2 Calcul des sections de ferrailage (canal vide)	140
Tableau VI. 3 Calcul Ferrailage des voiles (canal vide)	142
Tableau VI. 4 Calcul des sections de ferrailage (canal rempli)	142
Tableau VI. 5 Section de ferrailage interne	143

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VII. 1 Engins utilisés	146
Tableau VII. 2 Le devis des différents travaux	147
Tableau VII. 3 Liste des opérations avec leurs durées	152
Tableau VII. 4 Détermination des chemins critiques	153

Liste des figures

CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Figure I.1 Organisation de la plaine alluviale fonctionnelle.....	3
Figure I. 2 Lit mineur	3
Figure I. 3 Lit moyen	4
Figure I. 4 Lit majeur	4
Figure I. 5 inondations à monter lente dans les régions plaines	5
Figure I. 6 inondations par crue torrentielle	6
Figure I. 7 inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain	7
Figure I. 8 Inondations par submersion marine	7
Figure I.9. Inondation par rupture d'une protection.....	8
Figure I.10. Inondations en Algérie	10
Figure I. 9 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001	15
Figure I. 9 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001	15
Figure I. 11 Inondations à Constantine septembre 2018	16
Figure I. 14 Inondations à ilizi septembre 2019 (journal El-WATAN)	16

CHAPITRE II : Présentation de la zone d'étude

Figure II. 1 Frontière de la commune de Sétif	20
Figure II .2 : Carte limite administrative de la wilaya de Sétif.....	20
Figure II. 3 Vue satellitaire de la zone d'étude	21
Figure II. 4 Carte géologique de la région de Sétif	22
Figure II. 5 Légende de la carte géologique de la wilaya de Sétif	23
Figure II.6 Répartition des niveaux de pluies dans la wilaya de Sétif	25
Figure II.7 courbe du Distribution mensuelle des températures moyennes	26

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Figure III. 1 Bassin Versant d'Oued reggada	32
Figure III. 2 Carte hypsométrique du sous bassin de l'Oued reggada	35
Figure III. 3 Courbe hypsométrique du sous bassin 1	36
Figure III. 4 Courbe hypsométrique du sous bassin 2	37
Figure III. 5 Courbe hypsométrique du sous bassin 3	38
Figure III. 6 Courbe de niveau du bassin versant de l'Oued reggada	42
Figure III. 7 Carte hydrographique du bassin versant de l'Oued reggada	44

Figure III. 8 Répartition mensuelle des précipitations	53
Figure III. 9 Représentation graphique de la loi de GUMBEL	54
Figure III. 10 Représentation graphique de la loi Log Normal	55
Figure III. 11 Courbe de pluie courte durée de déférentes fréquences	59
Figure III. 12 Courbes des intensités- durées- fréquences	59
Figure III. 13 Hydrogramme de crue de la zone d'étude	75

CHAPITRE IV : Calcul Hydraulique

Figure IV. 1 Canal naturel	79
Figure IV. 2 Canaux artificiels à ciel ouvert	80
Figure IV. 3 Schéma d'un écoulement permanent	81
Figure IV. 4 Schéma d'un écoulement non permanent	82
Figure IV. 5 Schéma illustrant les différents types d'écoulements	83
Figure IV. 6 Passage du régime fluvial au régime torrentiel	86
Figure IV.7. Pont sur la rue national N°5	87
Figure IV.8. Pont sur l'autoroute Est-Ouest	87
Figure IV.9. Oued REGGADA	88
Figure IV.10. Oued REGGADA 88	
Figure IV. 11 Les profils en travers des oueds de la zone de BIR NSA	90
Figure IV. 12 Vue en Plan en 3D d'Oued reggada,, après la simulation.....	91
Figure IV. 13 Profil en long d'Oued reggada,, après la simulation.	92
Figure IV. 14:Sections en travers du canal et résultats de simulation	95
Figure IV. 15 Les zones inondables	96

CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement

Figure V.1. Géométrie des sections immergés dans un canal	99
Figure V.2. L'ancien chemin d'oued REGGADA	101
Figure V.3. Le nouveau chemin d'oued REGGADA	102
Figure V.4. Section du profil (tronçon 1,2,3)	104
Figure V.5. Section du profil (tronçon 4)	104
Figure V.6. Section du profil (tronçon 1,2)	107
Figure V.7. Section du profil (tronçon3)	107
Figure V.8. Section du profil(tronçon4)	108
Figure V.9. la retenue d'empêchement	110
Figure V.10. Courbe caractéristique du retenus	112

Figure V.11. Hydrogrammes de sorties	115
Figure V.12. Profil déversoir type Creager (H= 3m).	120
Figure V.13. Bassin de dissipation Type II	123
Figure V.14. Section du profil (tronçon 1,2)	126
Figure V.15. Section du profil (tronçon 3)	127
Figure V.16. Section du profil (tronçon 4)	127
Figure V. 17. Coupe en travers d'un canal en gabion	128
Figure V.18. Section en travers (tronçon 1,2)	130
Figure V.19. Section en travers (tronçon 3,4)	130

CHAPITRE VI : CALCUL GENIE CIVIL

Figure VI. 1 Représentation des forces sur le canal	139
Figure VI. 2 Comportement d'une poutre bi-encastée	140
Figure VI. 3 Mode de rupture des voiles	141
Figure VI. 4 Schéma de ferrailage	143

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Figures VII. 1 Réseau de planification des taches par la méthode CPM.	152
Figures VII. 2 Réseau de planification des taches par la méthode CPM.	153

Liste Des Planches

Planche n°1 : Plan de masse du pôle urbain BIR NSA avec oued REGGADA (w.Sétif)

Planche n°2 : Profil en long d'Oued REGGADA du tronçon étudiée (BIR NSA)

Planche n°3 : Coupes en travers après l'aménagement projeté

Introduction générale

Introduction Générale

L'eau peut être une source bénéfique ou une source de problèmes. Il présente des situations contradictoires, des pénuries d'une part et des inondations d'autre part. Cette dernière situation présente un risque majeur sur le territoire national et dans le monde. Les inondations sont au premier rang des catastrophes naturelles du monde, tuant environ 500 000 personnes chaque année, détruisant des villes et des villages et répandant des maladies dangereuses.

Pour les pays en développement, les conséquences des dommages humains et matériels sont souvent insupportables. Le risque d'inondation est dû à l'interaction complexe de nombreux facteurs, qui résulte de la coordination des paramètres topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques. Cependant, ils ne sont pas toujours causés par des événements anormaux, car ils peuvent survenir après des événements météorologiques ordinaires sans interférence d'autres paramètres. Les statistiques obtenues à partir de recherches sur les zones inondées dans le pays montrent que les bassins versants, les vastes étendues de terre, les terres agricoles, les plaines et les villes de l'Algérie sont souvent touchés par les inondations.

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

Notre étude s'inscrit dans ce sens, du fait que le pôle urbain du BIR NSA de la ville de Sétif est traversée par oued de Reggada qui l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc l'aménagement de tronçon de l'oued situé à la zone d'étude, pour cela nous avons fait l'estimation des débits fréquentielles de crue, l'identification des zones inondables, la modélisation hydraulique en utilisant le logiciel HEC Ras, et à la fin une recherche des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira le mieux adapté pour la protection des zones urbaines .

Chapitre I :
Généralité sur les inondations

CHAPITRE I : Historique des crues et des inondations en Algérie

Introduction

Le phénomène des inondations se propage dans tous les pays du monde, ce qui provoque de très grandes pertes humaines et matérielles, et l'Algérie souffre également chaque année de cette catastrophe.

I.1. Les inondations

C'est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau, qui peut être provoquée de plusieurs façons, par des pluies importantes en durée et (ou) en intensité.

I.2. Les crues

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module ; on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines.

I.2.1. Différence entre crue et inondation

Il faut bien distinguer crue et inondation. La crue désigne une période de fort débit d'un fleuve ou d'une rivière. Il peut y en avoir plusieurs au cours de l'année, en fait chaque fois que se produit un épisode de pluie ou d'orage intense. On peut parler par exemple de la crue annuelle, qui est le débit le plus élevé observé pour une année donnée. Pour qu'il y ait inondations, il faut que le débit de crue dépasse un seuil donné, au-delà duquel la rivière sort de son « lit mineur », c'est-à-dire son tracé normal, puis déborde dans son lit dit « majeur ».

Dès lors, le cours d'eau s'élargit dans la plaine, en général alluviale, formée précisément par le dépôt d'alluvions lors des crues précédentes. Ce sont des phénomènes naturels, qui façonnent l'environnement, avec lesquels les écosystèmes naturels sont en parfait équilibre.

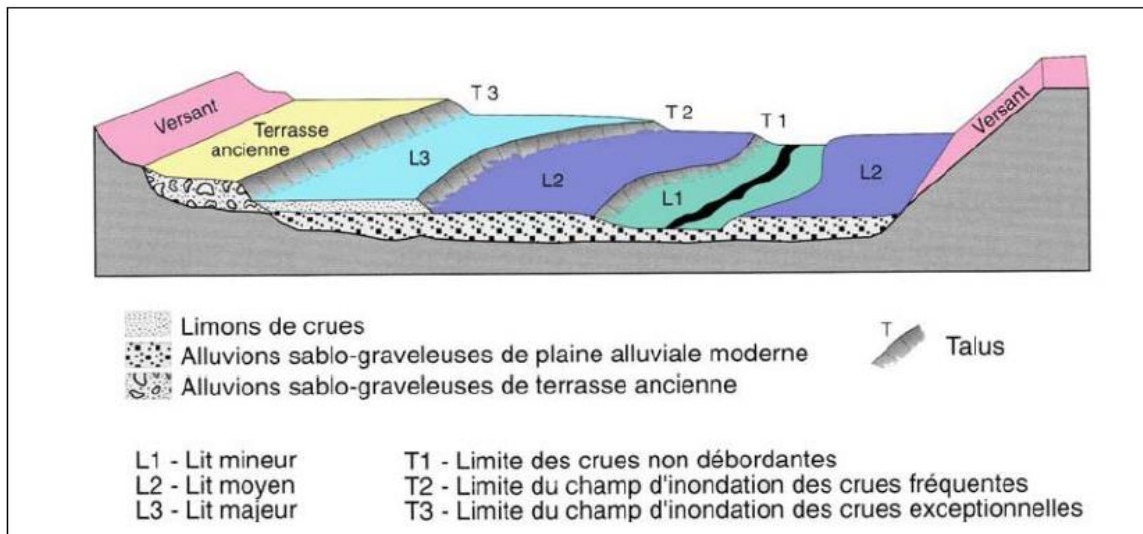


Figure I.1. Organisation de la plaine alluviale fonctionnelle (Masson et al., 1996).

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

I.3.1. Lit d'un cours d'eau

Le lit d'un cours d'eau est en général, la partie la plus profonde de la vallée dans laquelle un courant d'eau s'écoule gravitairement.

On distingue trois types de lits :

- Lit mineur limité par des berges
- Lit majeur occupé temporairement par les eaux débordantes
- Lit moyen entre les deux lits précédents.

a. Lit mineur

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

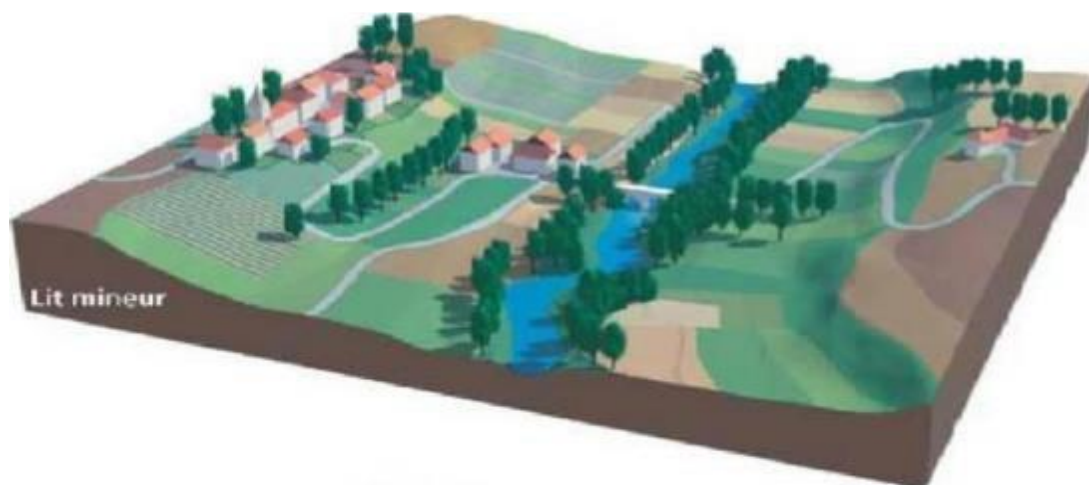


Figure I. 2 Lit mineur (georisques.gouv.fr)

b. Lit moyen

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



Figure I. 3 Lit moyen (georisques.gouv.fr)

c. Lit majeur

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

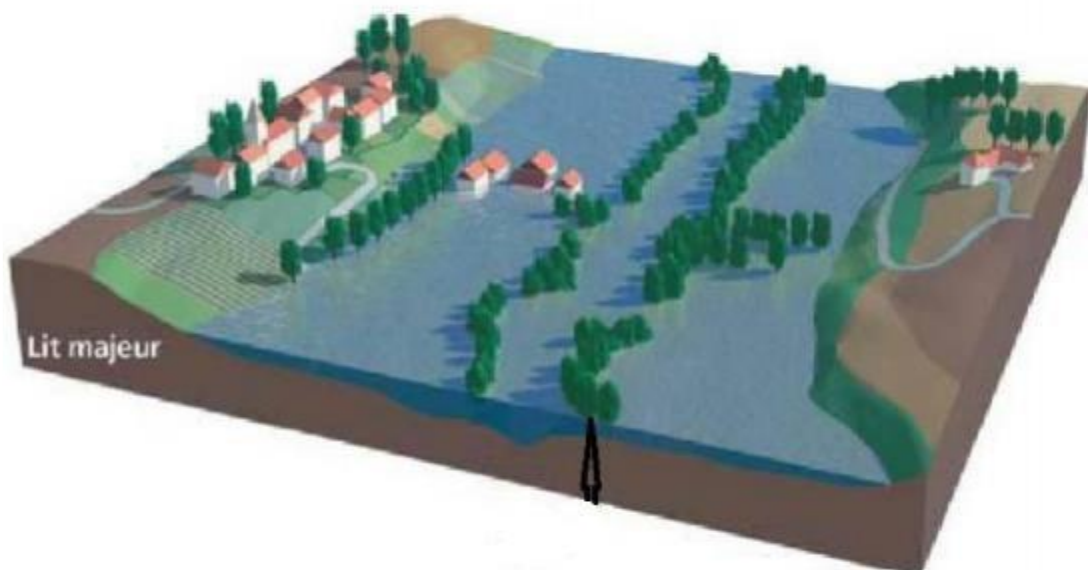


Figure I. 4 Lit majeur (georisques.gouv.fr)

I.3.2. Rive – berge

Une berge est le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux 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.

I.3.3. Alluvions et substratum

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

I.3.4. Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle abondante et variée située sur la rive. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit.

I.4. Types d'inondations

Il existe plusieurs types d'inondations, dont :

a. Inondations de plaine

Elles se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur



Figure I. 5 Inondations à monter lente dans les régions plaines (unblog.fr)

b. Inondation par crues torrentielles

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Elles se produisent sur une période inférieure à 12 h, ce qui rend la prévention très difficile.

Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments et de flottants (bois morts, etc.), ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées.

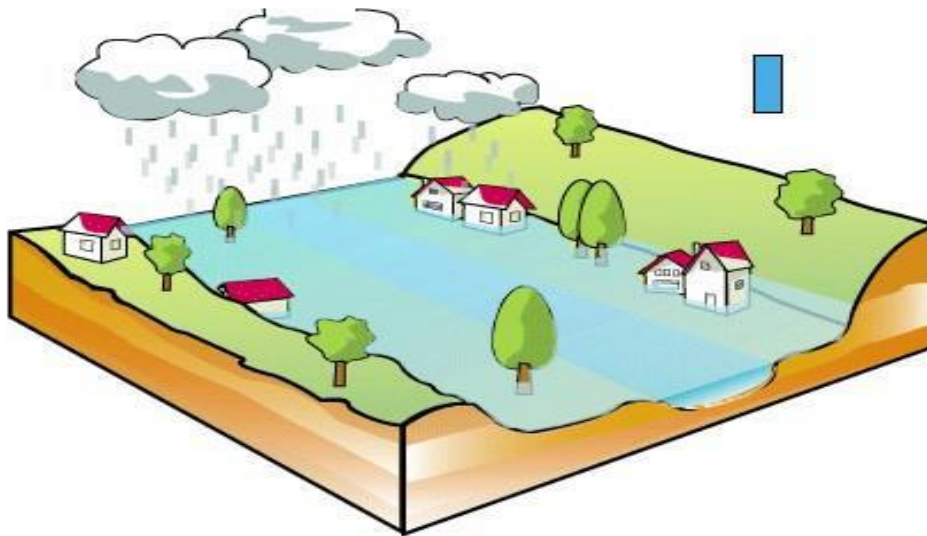


Figure I. 6 Inondations par crue torrentielle (unblog.fr)

c. Inondation par ruissellement pluvial

L'imperméabilisation du sol due aux aménagements (bâtiments, routes, parkings...) limitent l'infiltration des précipitations dans le sol et accentuent le ruissellement.

Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues. Lorsque ce dernier se produit en milieu urbain on appelle ça le ruissellement urbain.



Figure I. 7 Inondations par ruissellement pluvial en milieu Urbain (unblog.fr)

d. L'inondation par submersion marine

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



Figure I. 8 Inondations par submersion marine (unblog.fr)

g. Inondation par rupture d'une protection

L'inondation suivant la rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.



Figure I.9. Inondation par rupture d'une protection (unblog.fr)

I.5. Causes des inondations

I.5.1. Perturbations météorologiques

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifiés liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales. Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévères"

(précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90.

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

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

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

Le nombre de constructions dans les zones inondables dans toutes les wilayas du pays est remarquable ou on trouve 14545 quartiers plus Merdja et Baraki dans la wilaya d'Alger, 06 cités pour la wilaya d'Oran, 1261 constructions dans la wilaya de Sétif, et 30 cités et quartiers dans la wilaya de Annaba .

I.5.3. Un environnement topographique défavorable

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

I.6. Inondations en Algérie

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie a connu plusieurs inondations dévastatrices. Alors que dans le passé, on savait que ces inondations débordaient principalement des grandes rivières des grandes plaines agricoles, au cours des vingt dernières années, elles ont principalement touché les grandes villes et les centres urbains (Alger 2001, 2007; Bejaia 2012), où elles ont causé de nombreuses pertes humaines et des dégâts importants. Matériel et des dégâts matériels considérables. L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par la furie des eaux des oueds en crue (B.Touaibia et al., 2005). On peut rappeler, à titre d'exemple, les crues de Bab El Oued de novembre 2001, une inondation qui a fait près de 800 victimes; ou celles de l'automne 2008, qui ont fait de dizaines de victimes notamment à Ghardaïa, Aïn Defla, Batna et Bechar, ou encore celles de 2012 qui ont touché le Nord de l'Algérie (B.Touaibia et al., 2005).

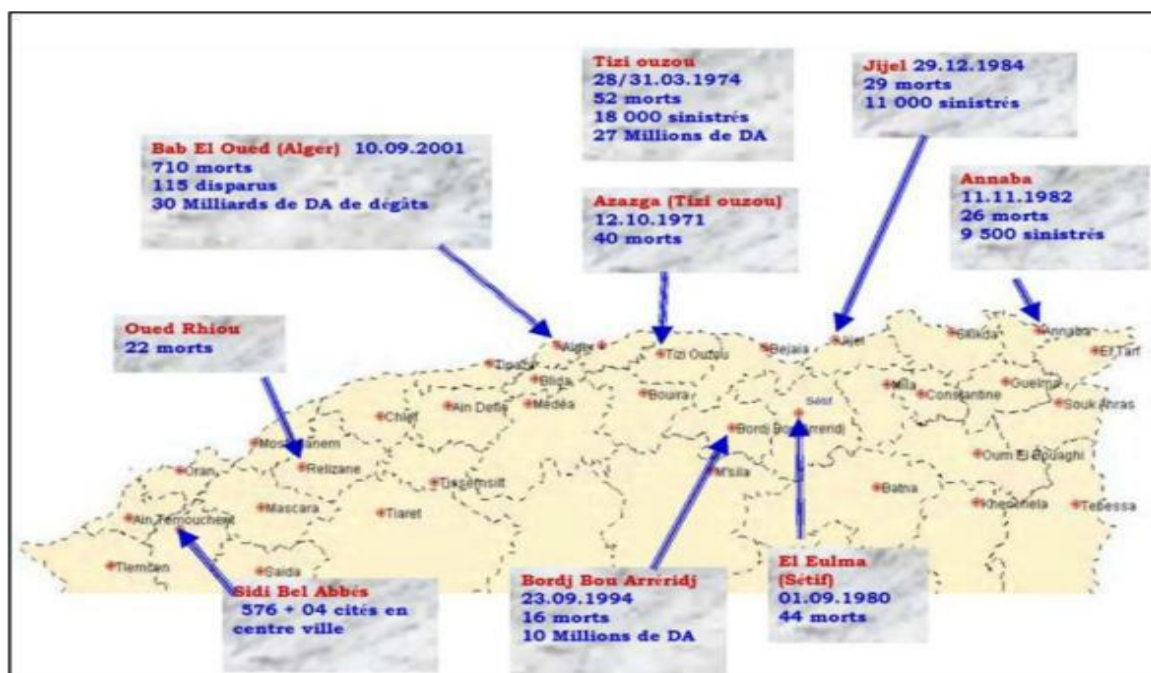


Figure I.10. Inondations en Algérie (Mehdi, 2016).

Après ces inondations meurtrières, de nombreux ouvrages de protection ont été réalisés et récemment, le Ministère des Ressources en Eau a lancé des études pour faire un inventaire des

zones inondables, étudier l'intensité des phénomènes, calculer des paramètres explicatifs des causes et de leurs conséquences et faire une cartographie des zones à très haut risque (B.Touaibia et al., 2005).

I.6.1 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 : De fortes pluies d'orage dans la ville d'Azzazga (précipitations quotidiennes de 183 mm) ont entraîné la mort de 40 personnes et la destruction de centaines de maisons
- 27 au 29 mars 1973 : Des pluies exceptionnelles (précipitations quotidiennes de 166 mm d'eau à Annaba), généralisées dans l'est de l'Algérie, ont provoqué des inondations catastrophiques dans plusieurs villages du pays.
- 28 au 31 mars 1974 : Des pluies exceptionnelles se produisent dans les Vilas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée sur le col de Sakamody. Les destructions à Tizi-Ouzou, c'est: 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés et plus de 18 000 victimes, 13 ponts endommagés et des dizaines de kilomètres de routes lavées.
- 01 septembre 1980 : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.
- 11 novembre 1982 : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.
- 22 août 1983 : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.

• 03 février 1984 : Les fortes pluies répandues dans l'est de l'Algérie, avec une pression maximale sur les montagnes de Constantine (120 mm en 3 jours) et les montagnes de Medjerda (80 mm en 3 jours) provoquant des inondations catastrophiques dans toutes les régions. Wilayas dans l'est de l'Algérie et les dégâts causés sont importantes. Les ramifications sont les suivantes :

- - Jijel : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.
- - Constantine : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.
- - Skikda : 8000 habitations envahies.
- - Guelma : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.
- - Khenchela : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.
- - Oum – El – Bouaghi : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.
- 29 décembre 1984 au 01 janvier 1985 : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

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

- 01 septembre 1989 : De fortes pluies à Wilaya de Biskra, combinées à de la grêle et des vents rares, provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra, faisant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 Palma.
- 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 : De fortes pluies du 24 au 28 janvier 1992. Dans plusieurs régions du centre du pays, ont provoqué des inondations catastrophiques dans les zones des Wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont touchées, dont 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef.

- 29 septembre au 02 octobre 1994 : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causant des dégâts importants :
- -Ghardaïa : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.
- - Laghouat : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.
- - Mascara : deux mots et importants dégâts matériels.
- -Tissemsilt : neuf morts enregistrés.
- -Sidi Bel Abbès : deux morts.
- 4 avril 1996 : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.
- 14 janvier 1999 : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs disparus.
- 28 septembre 2000 : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- 24 octobre 2000 : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla ont causé la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants 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 (Figure I. 11 et Figure I. 12).
- 1 et 2 octobre 2008 : Les fortes pluies, inhabituelles et continues, d'une durée de quarante-huit heures dans la région semi-aride de Ghardaïa, ont soulevé les eaux de différents cours d'eau (l'oued M'Zab, dont le débit atteignait 900 m³ / s) et ont provoqué des inondations qui ont tué au moins 34 personnes et des dizaines ont été laissées. Blessés et touchés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les connexions téléphoniques ont été gravement perturbées. Les dommages matériels ont été

estimés à environ 2 500 millions de dinars, dont 2 000 millions de dinars pour les infrastructures.

- 01 octobre 2011 : Plusieurs inondations catastrophiques ont été signalées à El-Bayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et certaines parties d'El Oued, telles que des inondations dans la ville d'El Bayadh avec 60 mm de pluie enregistrés entre 17h et 18h. et des pertes humaines (11 blessés, 01 fille disparue, 34 blessés) avec des dégâts importants (destruction de toutes les habitations non sécurisées près de l'oued, emporté 02 ponts et plusieurs tronçons de route), les dégâts matériels de cet accident mortel sont estimés à près de 600 milliards cents sur la rivière El Bayadh.
- 02 septembre 2013 : Les fortes pluies qui se sont abattues ont provoqué des dégâts importants dans certaines communes de la wilaya de Khenchela, notamment Remila et Taouzianet, où trois enfants ont été emportés par les eaux. Dans cette région, des champs de melon, de tomate, d'oignon, et des arbres fruitiers ont été endommagés.
- 29 Aout 2015 : Une personne est portée disparue, 70 autres évacuées et plus d'une quarantaine de maisons ont été inondées à la suite des fortes chutes de pluie enregistrées durant ces dernières 48 heures, dans la wilaya de Khenchela, précisément dans les communes de Babar et Ouled Rechache, selon une source proche de la Protection civile de Khenchela.
- 14 septembre 2016 : De fortes pluies se sont abattues, dans les communes de Chechar et Djellal, au sud de la wilaya de Khenchela, causant des inondations dévastatrices qui ont engendré des dégâts matériels considérables, et la disparition d'une personne.
- 14 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues, sur la ville de Tébessa, atteignant les 50 mm, ont provoqué le débordement de l'oued Nagues, causant d'importants dégâts matériels et la fermeture de plusieurs axes routiers. Plusieurs personnes ont été blessées, des maisons ont été envahies par la boue et des affaissements ont été enregistrés. Un enfant de 5 ans a été emporté par les crues. Il a été retrouvé mort.
- 22 septembre 2018 : Les fortes chutes de pluie qui se sont abattues pendant une heure, sur la ville de Constantine ont pu provoquer l'inondation de la ville ou 11 personnes ont 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. 11 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (journal EL-WATAN)



Figure I. 12 Inondations à Bâb El-Oued Novembre 2001 (journal EL-WATAN)



Figure I. 13 Inondations à Constantine septembre 2018 (journal El-WATAN)



Figure I. 14 Inondations à Ilizi septembre 2019 (journal El-WATAN)

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

Après que les changements urbains survenus dans la région ont entraîné des changements dans le réseau hydrographique, ce qui a entraîné le problème des inondations dans la résidentielle du BIR NSA chaque forte précipitation.

Conclusion

Chaque année, l'Algérie est exposée à des inondations catastrophiques qui affectent négativement les ressources matérielles et humaines en raison des pluies torrentielles exceptionnelles. L'étude de protection de nos villes reste la seule issue.

Chapitre II :

Présentation de la zone d'étude

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

Sétif est une ville du nord-est de l'Algérie et la capitale de la Wilaya Sétif. (Figure II.1). C'est l'une des villes les plus importantes d'Algérie; est souvent considérée comme la capitale commerciale du pays. Située au sud de la Petite Kabylie, à 217 km à l'est-sud-est d'Alger, à 60 km à l'est-nord-est de Bordj Bou Arreridj, à 225 km à l'ouest-sud-ouest de Annaba et à 109 km à l'ouest de Constantine (Figure II.2), la ville culmine à 1100 m d'altitude .

- Au Nord par la commune de OURICIA .
- Au Sud par la commune GUEDJEL .
- A l'Ouest par les communes MEZLOUG et AIN ARNET .
- A l'Est par la commune OULED SABER .

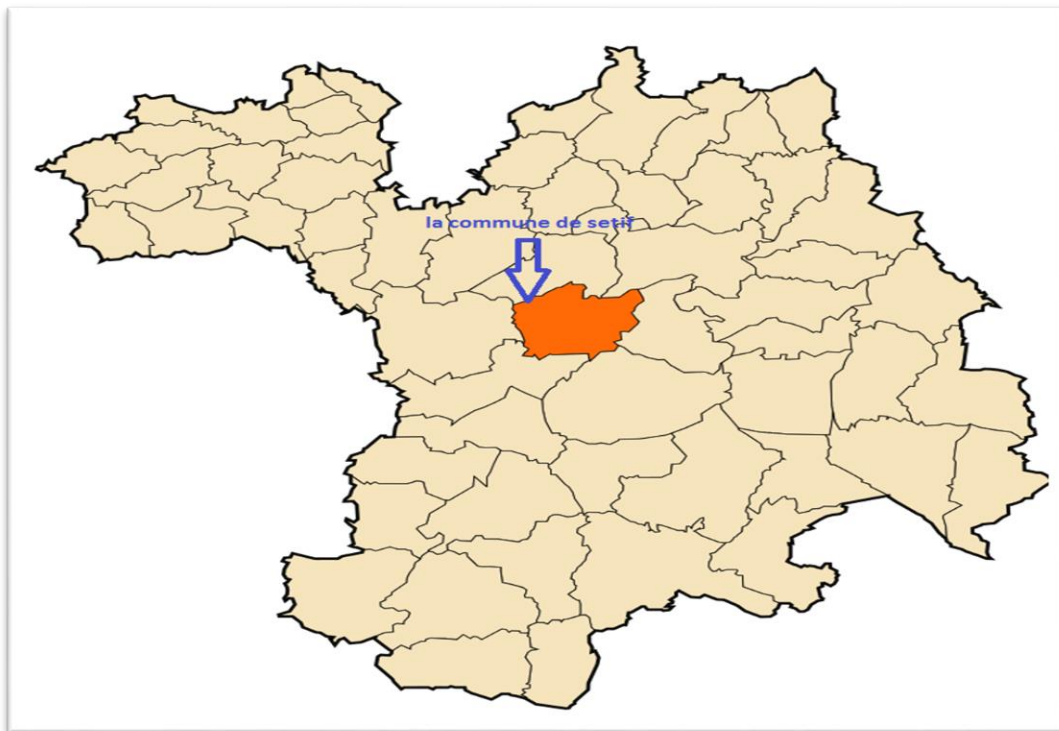


Figure II. 1 Frontière de la commune de Sétif (carte Algérie.com)

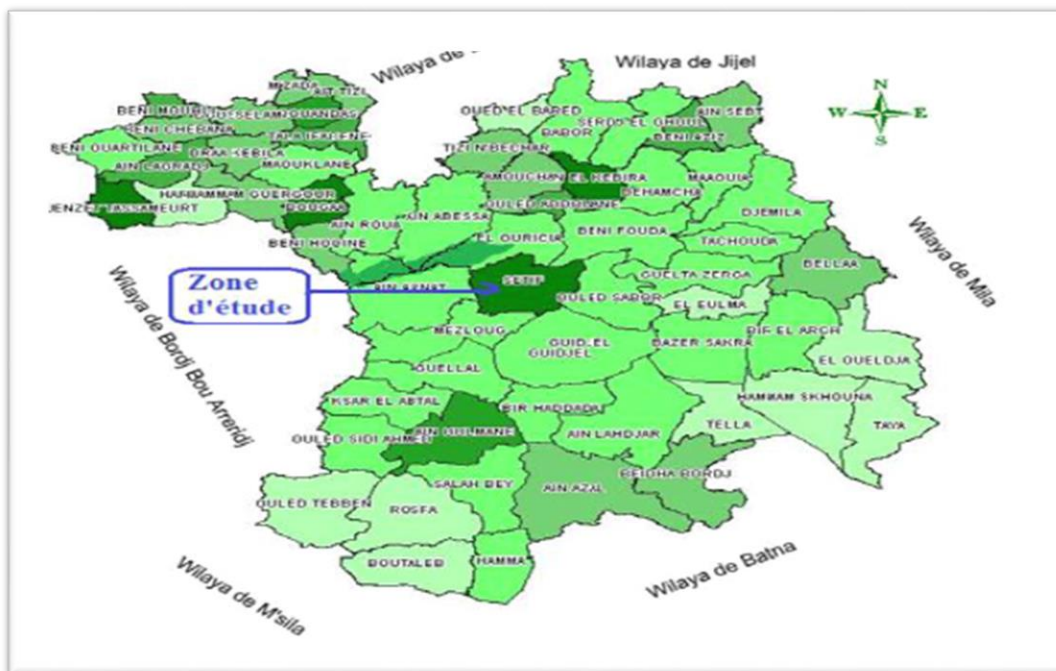


Figure II -2 : Carte limite administrative de la wilaya de Sétif. (Carte Algérie.com)

Pour la zone d'étude (Figure II. 3), elle se situe à 2 km environ à vol d'oiseau à l'Est à la sortie de la ville de Sétif entre la RN N°05 reliant Sétif à El Eulma et l'autoroute Est-Ouest et non loin de la zone d'EL Hassi.

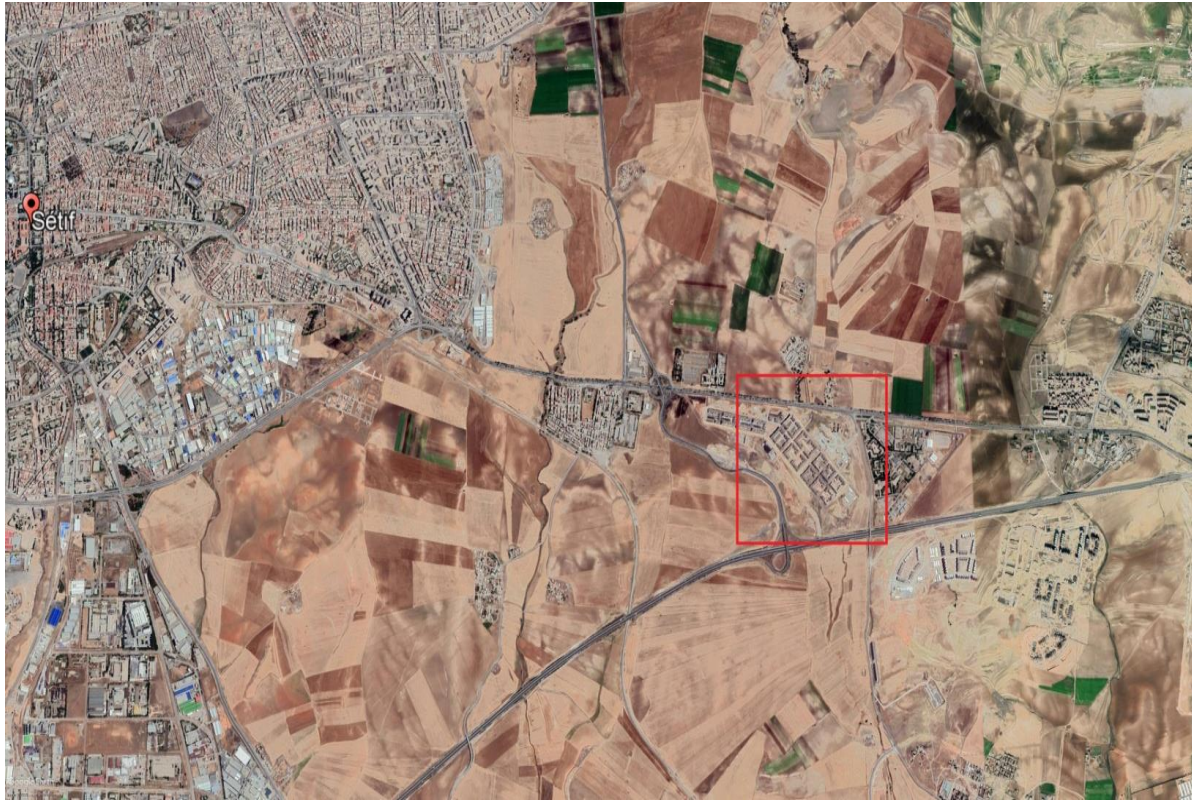


Figure II. 3 Vue satellitaire de la zone d'étude. (Google Earth)

II.2. Géomorphologie

II.2.1. Situation topographique

La structure naturelle de la ville de Sétif caractérisée par une hétérogénéité, car située entre deux régions différentes de l'Atlas Tellien au nord et une chaîne désertique au sud, et la région des plaines au milieu, cette diversité fait de la ville de Sétif, en particulier une région caractérisée par une largeur et une hauteur atteignant jusqu'à 1000 mètres.

II.2.2. Géologie

L'étude géologique de la zone d'étude est très importante pour notre étude. Cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches qui peuvent être la cause des phénomènes des affaissements, des glissements de terrains ou autres phénomènes néfastes pour la stabilité des futurs projets de construction.

Pour bien éclaircir notre situation géologique, on présente la carte géologique suivante :

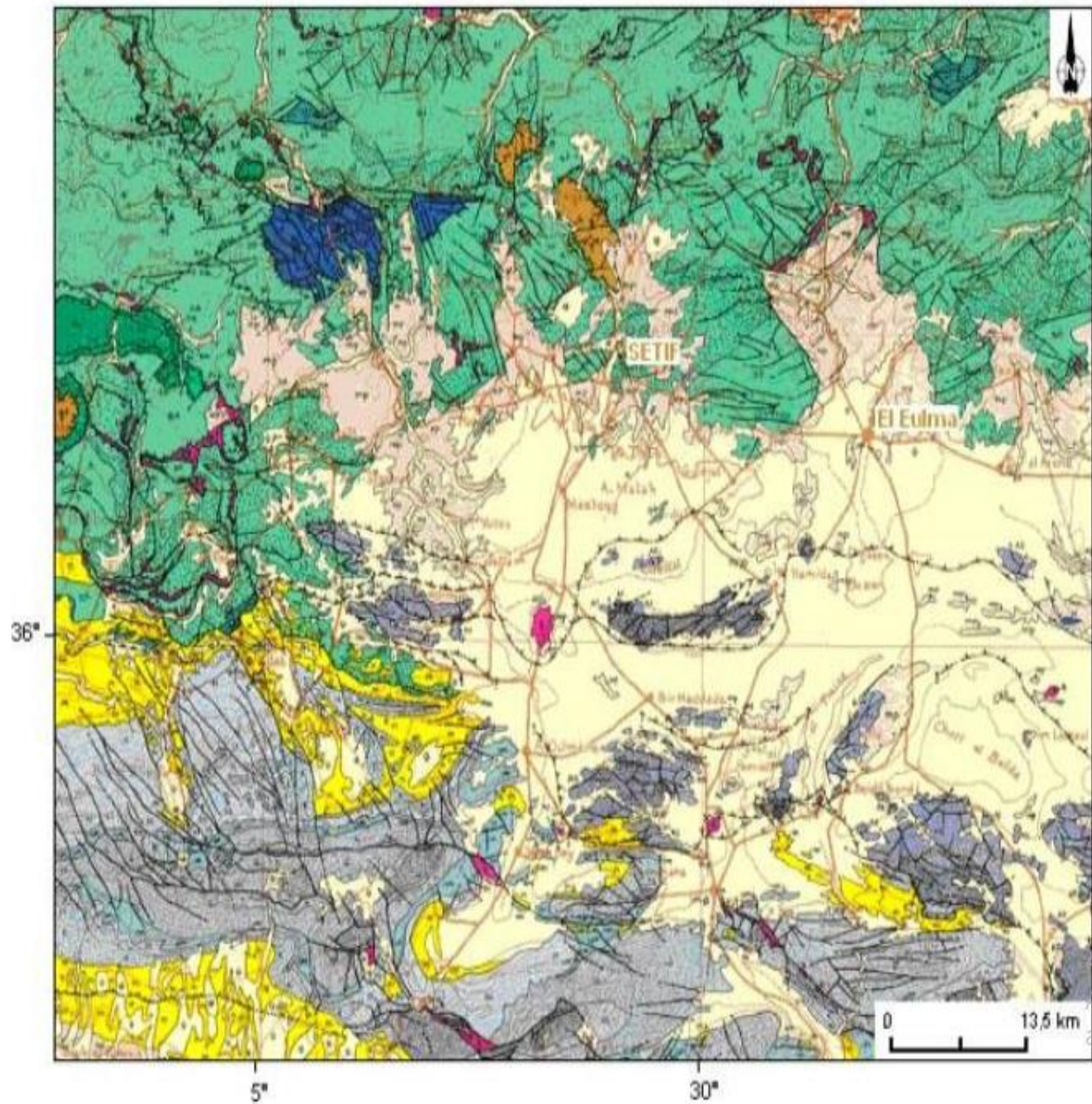


Figure .II.4 Carte géologique de la région de Sétif

Source : Carte structurale au 1/500.000 de la chaîne alpine d'Algérie nord-orientale et des confins Algéro-tunisiens, Vila, 1978

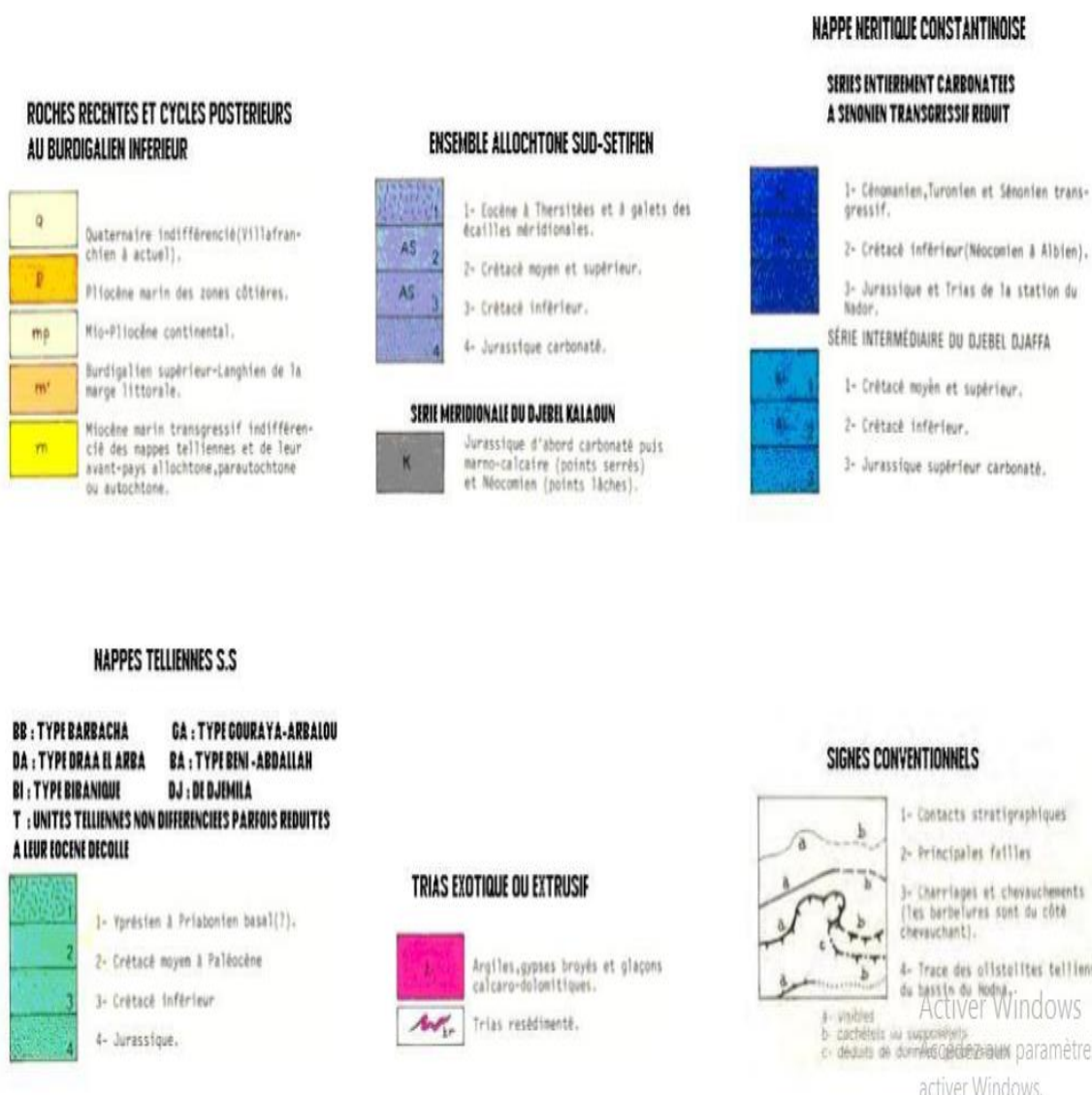


Figure II. 5 Légende de la carte géologique de la wilaya de Sétif

D'après la carte géologique de la wilaya de Sétif en remarque que notre zone d'étude contient :

- **Villafranchien**

Le villafranchien est composé de calcaires lacustres, sols à croûtes, cailloutis fluviaux. Ces formations sont caractéristiques des Hautes Plaines Sétifiennes. Elles sont datées à Ain Bouchent et Ain Hanech au Nord de la ville d'El Eulma dans des conglomérats situés sous les calcaires, par des restes abondants de vertébrés.

- **Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé**

Les terres arables sont déposées sur des placages limoneux et supportent un sol brun ou calcaire. Ils ont un intérêt économique, car ce sont les seules surfaces qui permettent une culture extensive.

- **Alluvions actuelles et récentes**

Ce sont des sables, des limons, des graviers et des cailloutis. Ces formations ne sont développées que le long des Oueds.

- **Sols de sebkhas ; chotts**

Ce sont des vases salées qui garnissent la Sebkhât El Hamièt, le chott El Frain et le Chott El Beida. Ces vases sont périodiquement inondables surtout pendant la saison des pluies et recouvertes par des croûtes salines pendant la saison sèche. La végétation est réduite à de rares touffes de salsolacées. La récolte de sel purement artisanale n'est pratiquée qu'à la périphérie du chott El Frain.

- **Formations dunaires (lunettes) :**

Ce sont des amas éolisés de sables calcaireux et de poussières limoneuses mêlés à des débris coquilliers (Gastéropodes) ou végétaux qui témoignent d'une époque d'aridité plus marquée.

En conclusion la géologie de Sétif est composée essentiellement par des affleurements des quaternaires alluvions récentes et anciennes) limon, graviers, terres arables et d'autres affleurements (villa franche, mi-pliocène et trias exotique ne sont présents que par de faibles surfaces. (Demdoum Abdeslam. 2010)

II.3. Situation climatologique :

La région de Sétif est caractérisée par un climat continental semi-aride avec des étés chauds et des hivers rigoureux.

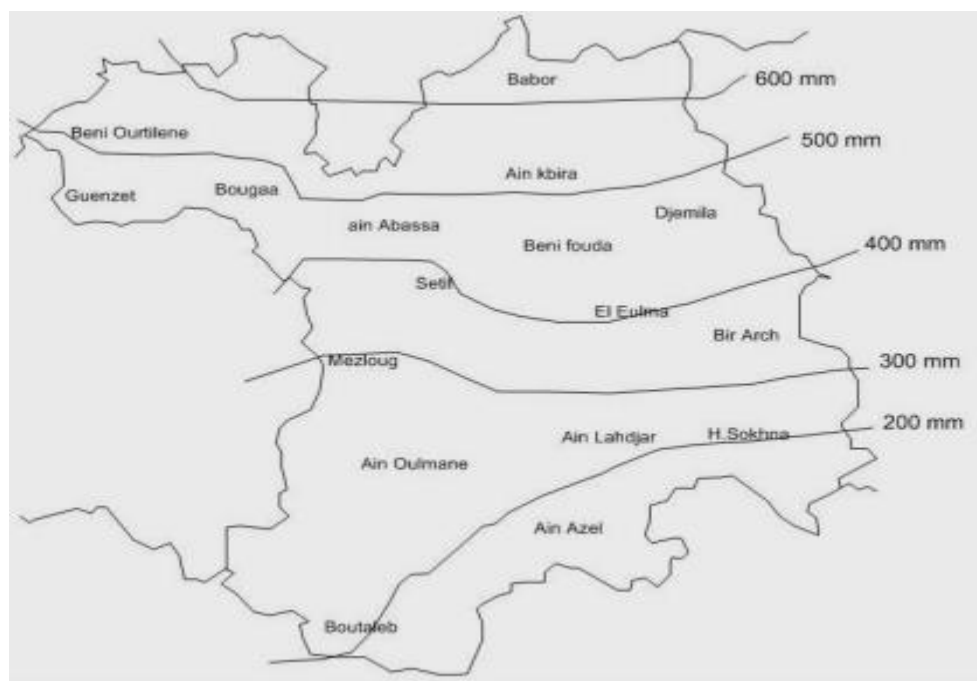
II.3.1. Pluviométrie

La moyenne des précipitations annuelles est d'environ 434 mm pour l'ensemble de la wilaya, la zone Nord est la plus humide avec une précipitation annuelle de 700mm (Tableau II. 1).

Tableau II. 1 Précipitations moyennes mensuelles de la période

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy	14.75	11.13	14.92	20.76	14.89	12.83	17.41	16.65	15.80	10.36	6.46	6.63

Source : direction des ressources en eau W.sétif

**Figure.II.6.** Répartition des niveaux de pluies dans la wilaya de Sétif (DSA de Sétif, 2011)

II.3.2. Température de l'air

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le tableau II.2 sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Sétif pour une période de 15 années.

Tableau II.2.Températures moyennes à Sétif

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T(°C)	19.9	14.4	9.5	4.7	3.5	2.8	9.8	12.2	19.7	23.3	27.7	24.5	14.7

Source : Direction des ressources en eau W.Sétif

Les températures minimales et maximales mensuelles sont indiquées dans le tableau II.3

Tableau II.3. Températures maximales et minimales moyennes à Sétif

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T _{min} (°C)	1.5	2.1	3.8	6.1	10.4	15.1	19.2	19.2	15.3	10.8	6.3	2.7	9.38
T _{max} (°C)	9.4	11.1	13.3	16.7	22.3	28.6	33.1	32.8	27.3	20.8	14.8	10.3	20.05

Source : Direction des ressources en eau W.Sétif

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 40 °C (2 à 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

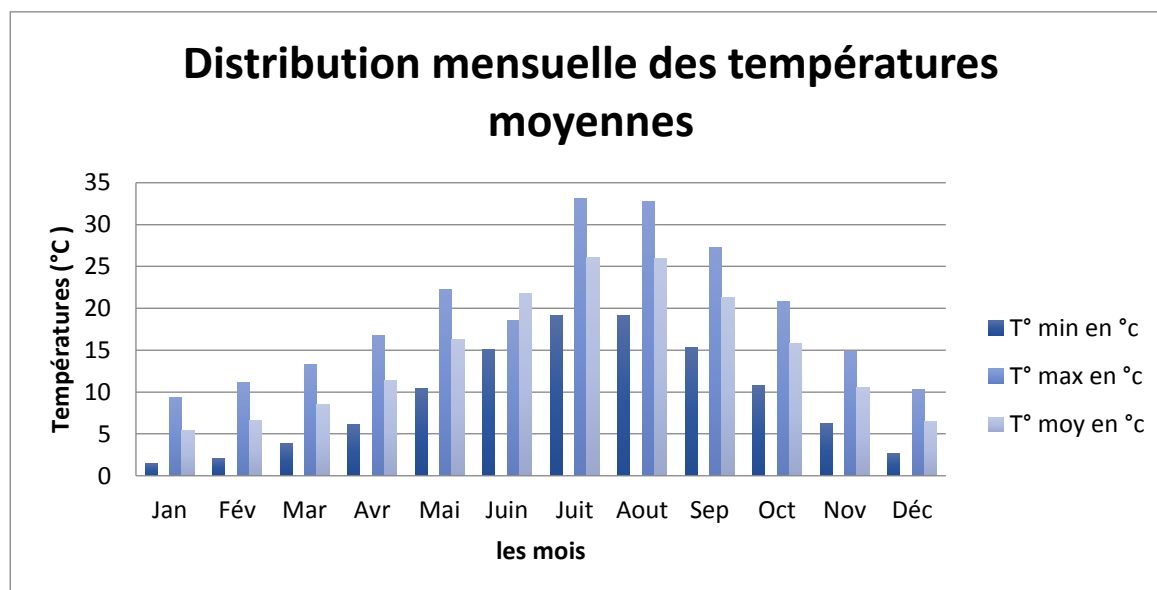


Figure.II.7. Courbe du Distribution mensuelle des températures moyennes

II.3.3.Humidité de l'air

Le tableau II.4 représente les valeurs de l'humidité mensuelle moyennes, qui ont été enregistrées à la station Sétif.

Tableau II.4. Humidités moyennes mensuelle à Sétif

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Moy
Moyenne (%)	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79	63

Source : Direction des ressources en eau W.Sétif

II.3.4.Les gelées

Tableau II.5. Nombre de jours de gelées blanches

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Gelée	0.0	0.5	4.1	12.6	15.5	11.0	8.5	4.8	1.0	0.0	0.0	0.0	58.0

Source : Direction des ressources en eau W.Sétif

Le Tableau II.5 montre que le nombre moyen de jours de gelées blanches est de 58 jours avec un maximum enregistré au mois de Janvier qui est de 15.5 jours. Nous remarquons que les gelées sont très fréquentes dans cette région des hauts plateaux.

II.3.5.Vents

Les vitesses des vents moyens mensuels à Sétif sont regroupées dans le tableau II.6.

Tableau II.6. Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
Vent	2,9	2,7	2,9	2,5	2,8	3,2	3,5	3,9	3,2	3,1	3,1	3	3,1

Source : Direction des ressources en eau W.Sétif

II.3.6. Le sirocco

Tableau II.7. Nombre de jours de sirocco

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Sirocco	0.8	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.5	0.9	1.2	2.5	1.3	8.6

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

Le sirocco est par définition un vent chaud et sec soufflant en période sèche du Sud vers le nord. En se référant toujours à la station de Sétif, de nombreuses journées de sirocco ont été enregistrées (8.6 jours/an). Le sirocco peut souffler à n'importe quel moment de l'année avec des maximas au mois d'août et il est souvent difficile d'établir une quelconque relation d'extrapolation pour toute la région à cause de son caractère aléatoire d'une zone à une autre.

II.3.7. La grêle

Tableau II.8. Nombre de jours de grêle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Grêle	0.2	0.2	0.2	0.5	0.8	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	3.9

Source : Direction des ressources en eau W. Sétif

La grêle comme le sirocco est un facteur défavorable pour les cultures. Selon le tableau ci-dessus, la fréquence de la grêle durant toute l'année varie de 0.2 à 0.8. Les chutes de grêle importantes sont enregistrées au mois de janvier.

II.3.8. L'évaporation

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées à la station de Sétif sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Evaporation nette

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
E(mm)	141,7	108	77,2	60,3	68,7	75,8	89,8	102,4	134,7	165,6	185,2	193,6	1403
(%)	10,1	7,7	5,5	4,3	4,9	5,4	6,4	7,3	9,6	11,8	13,2	13,8	100

Les mesures de l'évaporation donnent une évaporation de 1403 mm/an.

II.4. Réseau Hydrographique

Le réseau hydrographique est organisé autour du dispositif montagneux de la région. Dans la moitié Nord, l'écoulement des eaux de surface se fait vers la mer Méditerranée par Oued Bou Sellam qui rejoint la Soummam, Oued Agrioun, Oued El Kebir, Oued Bou Slah et Oued Rhumel. Ces réseaux hydrographiques alimentent les barrages et les retenues collinaires de la région.

II.5. Situation sismique

D'après les cartes sismologiques de nos jours, la ligne active qui sépare les plaques d'Afrique et celles de l'Eurasie se situe au long de la chaîne montagneuse de l'Atlas dont fait partie la chaîne Babor au Nord de la wilaya de Sétif. Par ailleurs, il existe une autre ligne peu active qui prend ses origines des monts de Babor au Nord de Sétif vers Zemmoura (Bordj Bou Arreridj) en passant par Kherreta. C'est au niveau de cette dernière où on peut avoir des secousses.

Conclusion

Dans ce chapitre on a défini les données nécessaires de notre zone d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et géologique. Ces données nous serviront à entamer l'étude de notre projet.

Chapitre III :

Etude Hydrologique

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Introduction

Dans le cadre de l'étude de protection de la zone urbaine BIR NSA de la ville d'SETIF contre les inondations, une étude hydrologique doit être établie, pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle d'une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des talwegs qui traversent la ville telle que les débits des crues, les apports des sous bassins (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

III.1. Caractéristiques principales du bassin versant

III.1.1. Bassin versant

Un bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, un exutoire.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une limite qui est le lieu géométrique des points les plus élevés qui définissent la ligne de partage des eaux.

Le bassin versant de la zone étudiée appartient aux Hautes Plaines Sétifiennes, il se situe entre 36° de latitude Nord et 5° de longitude Est. Le bassin concerné a été divisé en trois sous bassins dont leurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

III.1.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (Zone 31) de l'exutoire sont les suivantes :

Longitude : $X = 723.085 \text{ Km}$

Latitude : $Y = 4006.518 \text{ km.}$

L'altitude : $Z = 1060 \text{ m.}$

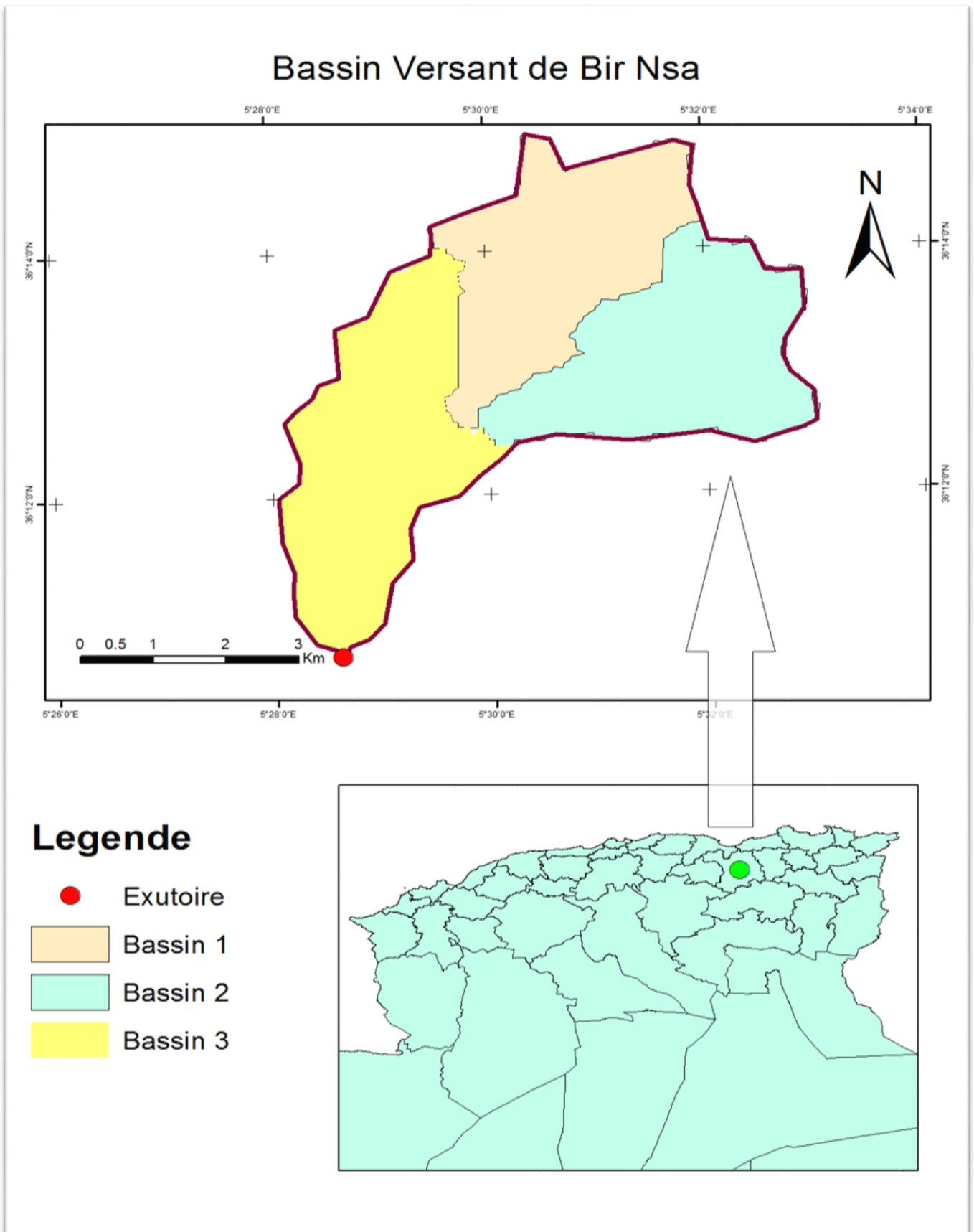


Figure III.1. Bassin Versant d'Oued reggada

III.1.1.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant (Touaïbia, 2004)

III.1.1.2.1 Surface :

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

III.1.1.2.2 Périmètre :

Il correspond à la limite extérieure du bassin. Ces deux paramètres ont été déterminés en utilisant le logiciel ArcGIS.

III.1.1.2.3 La forme :

a. Indice de compacité K_c :

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, il est défini comme le rapport périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' du rayon R ayant la même superficie que celle du bassin versant.

Avec :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

K_c : Indice de compacité

S : Surface du bassin versant [Km^2]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

P_c : Périmètre du cercle [Km]

b. Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique de la forme du bassin en rectangle de dimension L et l , de même superficie et même périmètre : elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les dimensions sont tirées comme suit :

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

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent.

l : largeur de rectangle équivalent.

Donc :

$$L,1 = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{k_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.3})$$

Application numérique :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 1 Caractéristiques morphologiques des sous bassins

Sous bassin	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Kc	L (Km)	L (Km)
SB1	9.145	16.128	1.124	4.003	4.003
SB2	8.614	16.249	1.129	6.800	1.267
SB3	10.186	18.245	1.196	7.742	1.316

III.1.1.3. Le relief

L'impact du relief sur l'écoulement se comprend aisément car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient en fonction de l'altitude (précipitations, température, etc.) et de la morphologie du bassin. De plus, la pente affecte le débit. Le soulagement est également déterminé par les indicateurs ou caractéristiques suivants :

a. Courbe hypsométrique

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

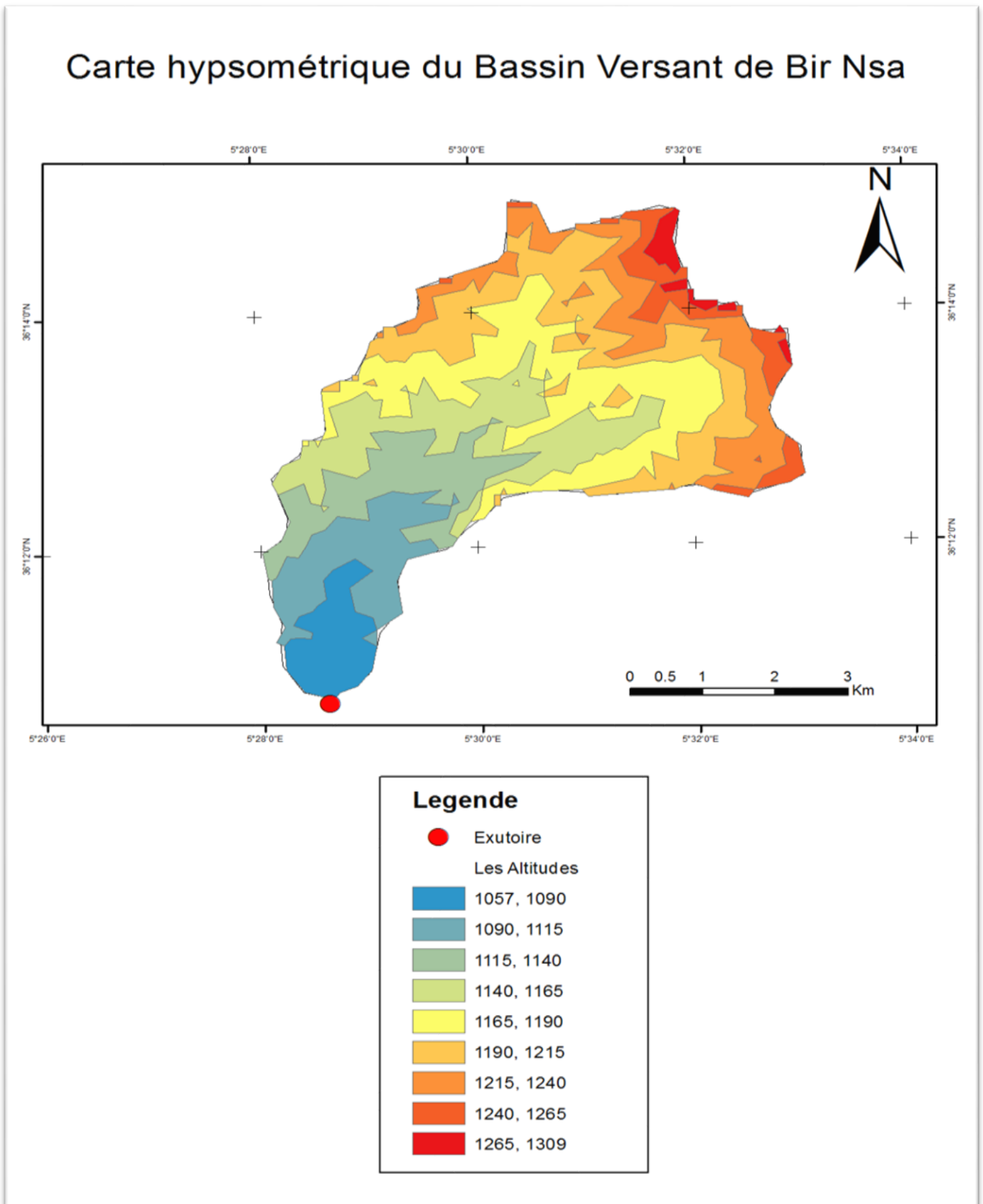


Figure III.2. Carte hypsométrique du sous bassin d'oued reggada

Tableau III. 2 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 1.

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface (Km ²)	S (%)	S cumulé (Km ²)	S cumulé (%)
1138-1150	1144	0.278	3.30	0.278	3.302
1150-1170	1160	0.451	5.36	0.729	8.66
1170-1190	1180	1.128	13.40	1.857	22.06
1190-1210	1200	1.528	18.15	3.385	40.21
1210-1230	1220	2.047	24.31	5.432	64.52
1230-1250	1240	1.663	19.75	7.095	84.27
1250-1270	1260	0.901	10.70	7.996	94.98
1270-1309	1289.5	0.423	5.02	8.419	100.00

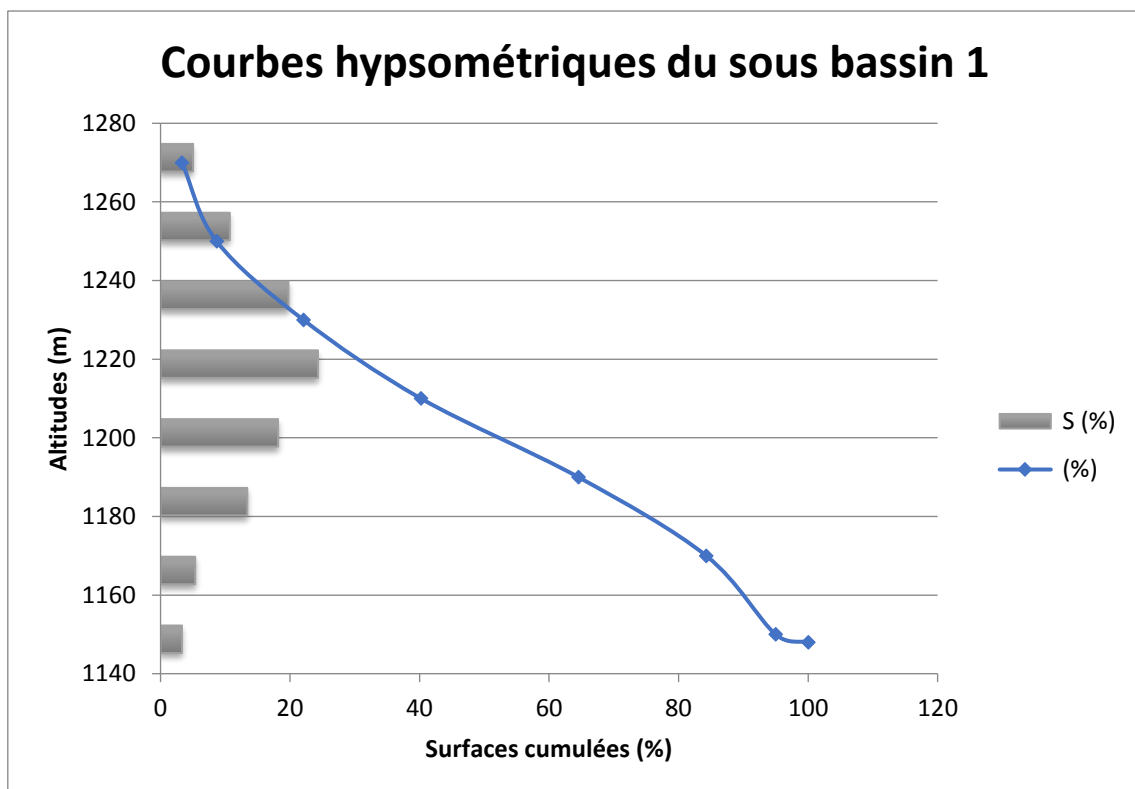


Figure III. 3 Courbe hypsométrique du sous bassin 1

Tableau III. 3 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 2

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface (Km ²)	S (%)	S cumulé (Km ²)	S cumulé (%)
1060-1080	1070	0.389	4.27	0.389	4.266
1080-1100	1090	0.817	8.96	1.206	13.23
1100-1120	1110	2.046	22.44	3.252	35.67
1120-1140	1130	1.987	21.79	5.239	57.46
1140-1160	1150	1.492	16.36	6.731	73.82
1160-1180	1170	1.35	14.81	8.081	88.63
1180-1200	1190	0.78	8.55	8.861	97.18
1200-1220	1210	0.257	2.82	9.118	100.00

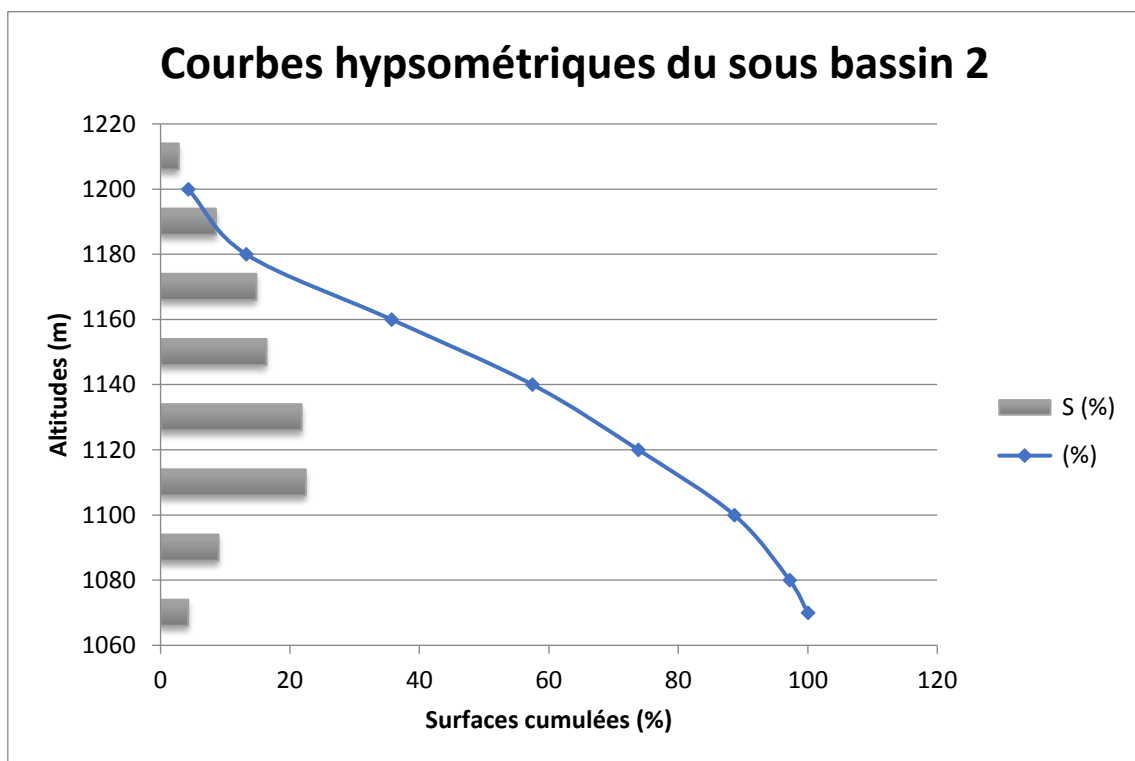


Figure III. 4 Courbe hypsométrique du sous bassin 2

Tableau III. 4 Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 3

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface (Km ²)	S (%)	S cumulé (Km ²)	S cumulé (%)
1118-1140	1129	0.999	9.91	0.999	9.912
1140-1160	1150	1.898	18.83	2.897	28.74
1160-1180	1170	2.048	20.32	4.945	49.06
1180-1200	1190	1.756	17.42	6.701	66.48
1200-1220	1210	1.476	14.64	8.177	81.13
1220-1240	1230	0.929	9.22	9.106	90.35
1240-1260	1250	0.614	6.09	9.72	96.44
1260-1284	1272	0.359	3.56	10.079	100.00

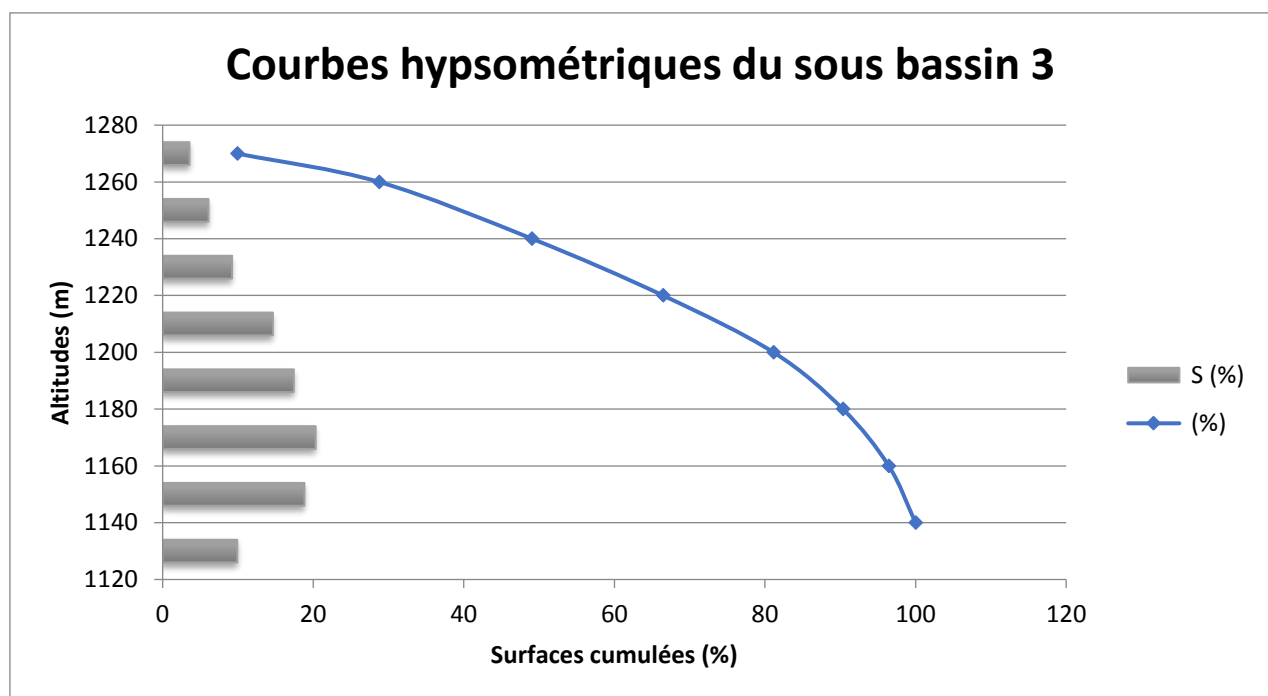


Figure III. 5 Courbe hypsométrique du sous bassin 3

✓ **L'altitude maximale et minimale « H max, H min »**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale représente le point le plus bas du bassin qui est généralement l'exutoire. Ces altitudes sont tirées directement de la carte topographique.

✓ **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 50% »**

C'est la projection du point qui correspond à 50% 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.

✓ **L'altitude moyenne « H moy »**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \quad (III.4)$$

Avec :

$$H_i = H_{i+1} + H_i \quad (III.5)$$

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

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km².

S : Surface totale du bassin versant en km.

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

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

Sous bassin	H max(m)	H min(m)	H _{50%} (m)	H moy (m)	H5%(m)	H95% (m)
SB 1	1309	1138	1206.86	1217.01	1262.12	1150.32
SB 2	1220	1060	1149.45	1135.95	1197.75	1090.04
SB 3	1284	1118	1243.65	1185.55	1276.82	1162.83

a. Les pentes du bassin versant

❖ Pente moyenne du bassin versant « Im »

Elle est calculée par la formule suivante :

Avec :

$$I = \frac{\Delta H(0.5L_1 \times L_2 \dots + 0.5 \times L_n)}{S} \quad (\text{III.6})$$

ΔH : 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 (Km²).

❖ Indice de pente globale « Ig »

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{III.7})$$

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%

✓ **Indice de pente moyenne « I_{pm} »**

L'indice de pente moyenne représente le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. Il est calculé à partir de la formule suivante :

✓ **Application numérique**

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (III.8)$$

Les résultats de pentes et d'indices de pentes des sous bassin sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 6 Les résultats de calcul de pentes et d'indices de pentes

Sous bassin	I m (%)	I pm (%)	I g (%)	Relief
SB 1	8.16	4.3	2.8	Relief assez fort
SB 2	8.40	2.4	1.6	Relief modéré
SB 3	7.42	2.1	1.5	Relief modéré

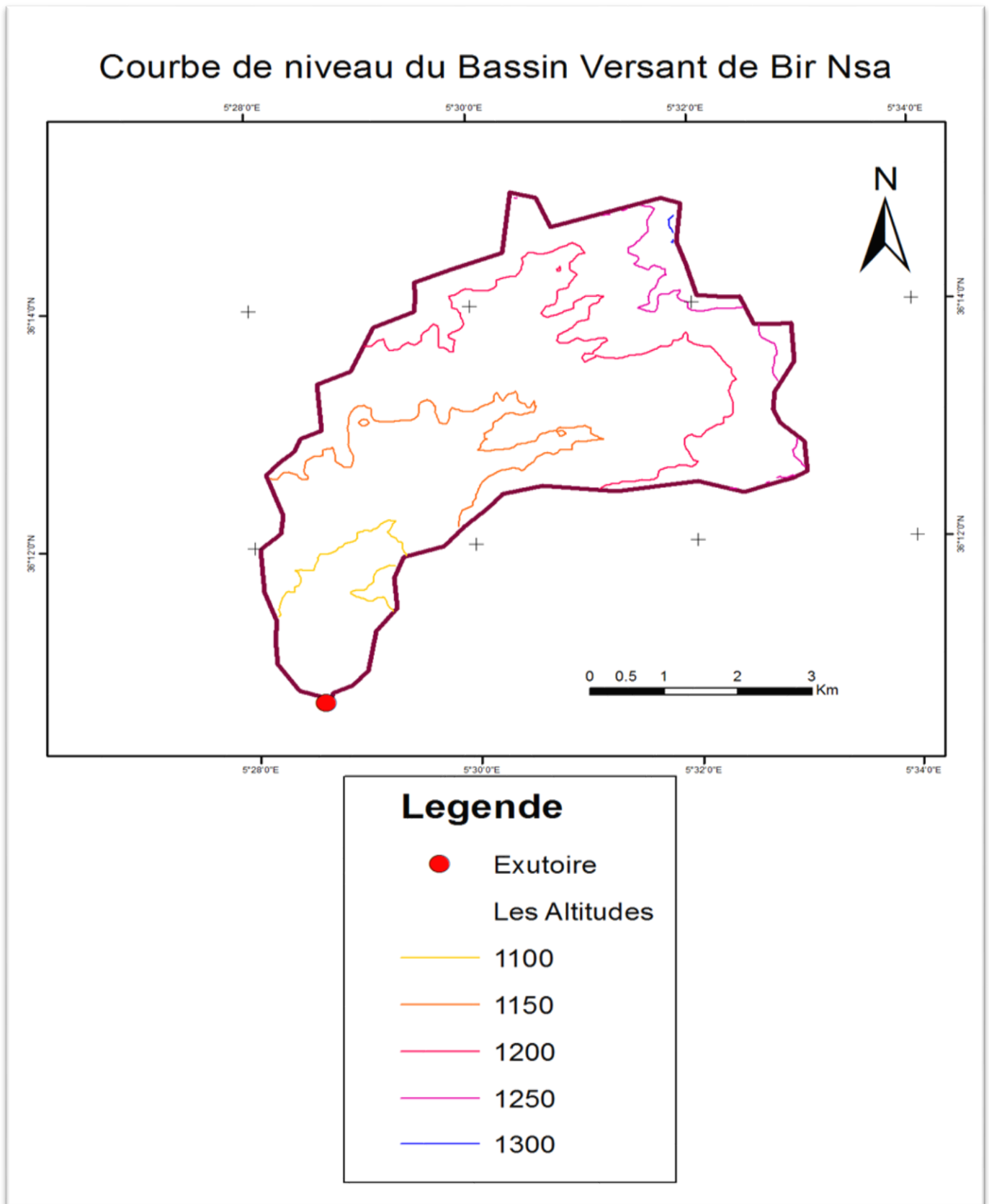


Figure III. 6 Courbe de niveau du bassin versant d'oued reggada

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

a. Réseau hydrographique

Un réseau hydrographique est défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui participent à un écoulement. C'est l'une des caractéristiques importantes de l'auge. La diversité du réseau hydrographique du bassin versant est due à quatre facteurs principaux :

- ✓ Le climat : densité du réseau plus ou moins importante
- ✓ La géologie : nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion
- ✓ La pente du terrain : détermine si les cours d'eau sont en phase érosive sédimentaire.
- ✓ La présence humaine : la construction des barrages, la protection des berges, le drainage agricole.

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 dépourvu de tributaires est d'ordre 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1.
- Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

Réseau hydrographique du Bassin Versant de Bir Nsa

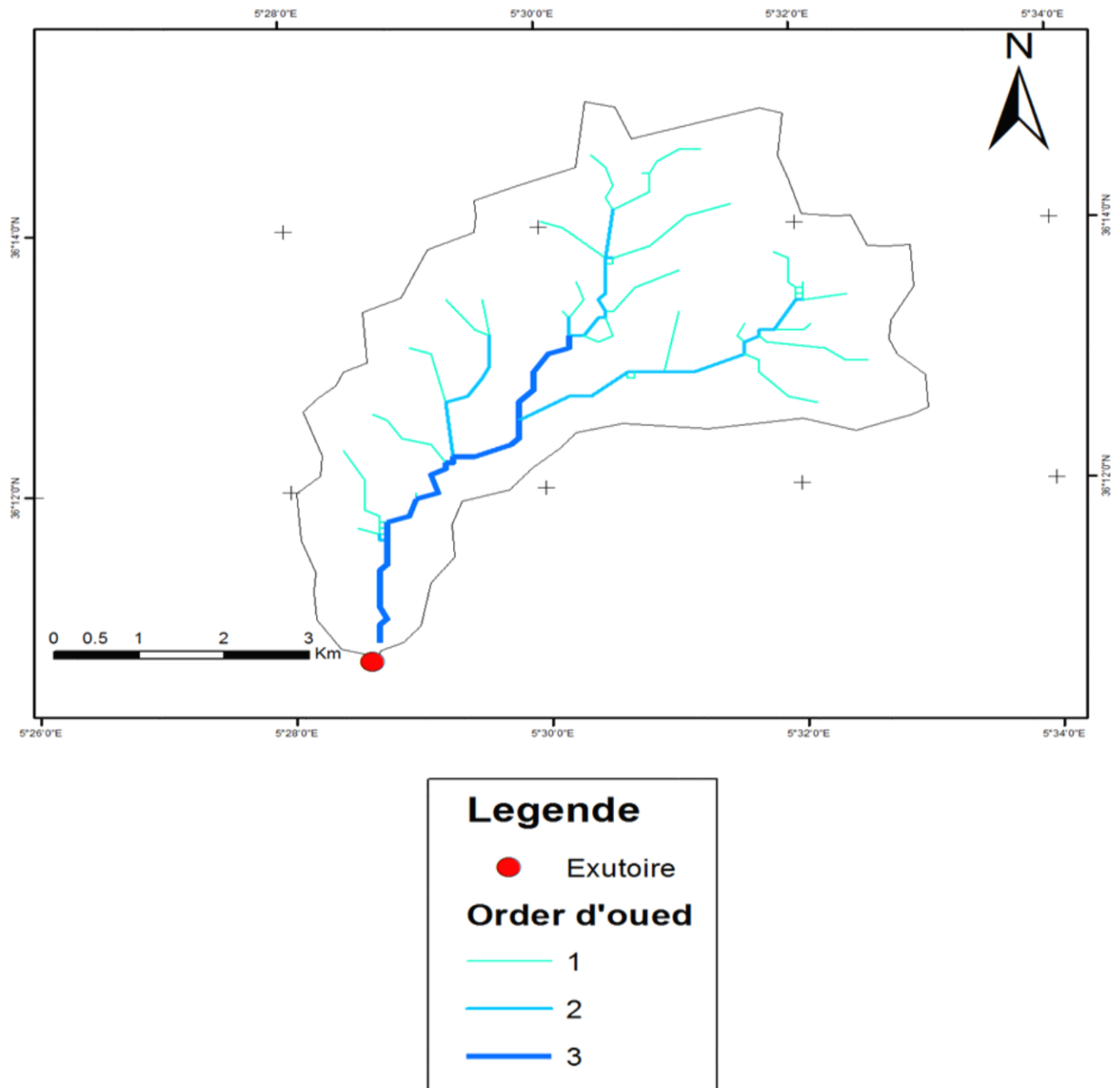


Figure III. 7 Carte hydrographique du bassin versant de BIR NSA

b. Densité de drainage « Dd »

Elle est définie comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

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

Avec :

Dd : densité de drainage [km/km²]

$\sum L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) S : surface du bassin versant (Km²)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 7 L'indice de drainage des sous bassin

Sous bassin	$\sum L_i$ (Km)	S (Km ²)	Dd (Km/Km ²)
SB 1	9.158	9.145	1.001
SB 2	5.602	8.614	0.65
SB 3	19.237	10.186	1.889

c. La densité hydrographique « F »

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

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

Avec :

F : densité hydrographique [km⁻²]

N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i

S : superficie du bassin [km²]

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 8 La densité hydrographique des sous bassin

Sous bassin	N	S (Km ²)	F (Km ⁻²)
SB 1	12	9.145	1.312
SB 2	8	8.614	0.928
SB 3	10	10.186	0.981

d. Le coefficient de torrentialité « Ct »

Il est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Ct = Dd * F \quad (III.11)$$

Avec :

Dd : densité de drainage.

F : densité hydrographique.

Tableau III. 9 La densité hydrographique des sous bassin

Sous bassin	Ct
SB 1	1.31
SB 2	0.603
SB 3	1.853

e. Le temps de concentration « Tc »

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il peut être calculé à partir de plusieurs formules :

• Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.12)$$

Avec :

T_C : Temps de concentration (h).

L_P : Longueur du talweg principal (Km). S : Surface du bassin versant (Km²).

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

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

- **La formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

T_c : le temps de concentration (min). L : la longueur du Talweg (m).

I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

- **Formule de TURRAZZA**

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

T_c : le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

- **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

L : longueur du cours d'eau principale en [Km] ;

H_{max} : Hauteur maximale du BV (m) .

H_{min} : Hauteur minimale du BV (m) .

Tableau III. 10 Le temps de concentration des sous bassin

Sous Bassin	GIANDOTTI	KIRPICHE	TURRAZZA	CALIFORNIA	Tc utilisé
SB 1	2.320	0.743	0.503	0.621	0.503
SB 2	2.420	1.2701	0.688	0.452	0.452
SB 3	3.832	1.022	0.840	1.096	0.84

Nous utiliserons dans le reste de nos calculs les valeurs minimales de ces dernières quatre formules.

f. La pente moyenne du cours d'eau

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante.

Avec :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.16})$$

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m)

L : Longueur du cours d'eau principale (m)

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

Tableau III. 11 La pente moyenne du cours d'eau des sous bassin

Sous bassin	ΔH (m)	L (Km)	I_c (m/m)
SB 1	171	1.453	0.025
SB 2	160	2.31	0.008
SB 3	166	6.23	0.010

Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques du bassin versant et des sous bassin.

Tableau III.12. Tableau récapitulatif des caractéristiques des sous bassin Versant

Désignation		Symbole	Unités	BV	SB1	SB2	SB3
Superficie		S	Km ²	27.945	9.145	8.614	10.186
Périmètre		P	Km	50.622	16.128	16.249	18.245
Longueur du thalweg principal		L	Km	5.67	1.453	2.31	6.23
Pente du thalweg principal		Ic	%	0.01	0.025	0.008	0.010
Indice de compacité		KC	-	2.681	1.124	1.129	1.196
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	Km	23.965	4.003	6.800	7.742
	Largeur	lr	Km	1.166	4.003	1.267	1.316
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1309	1309	1220	1284
	Moyenne	Hmoy	m	1179.503	1217.01	1135.95	1185.55
	Médiane	Hmed	m	1199.987	1206.86	1149.45	1243.65
	Minimale	Hmin	m	1057	1138	1060	1118
Pente moyenne de B. V		Im	%	6.39	8.16	8.4	7.42
Indice de pente globale		Ig	%	1.9	2.8	1.6	1.5
Indice de pente moyenne		Im	%	2	4.3	2.4	2.1
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	0.357	0.087	0.179	0.464
Coefficient de torrencialité		Ct	-	0.025	0.010	0.021	0.091
Temps de concentration		Tc	h	0.840	0.503	0.452	0.840
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2.76	2.89	5.11	7.42

III.2. Etude des précipitations

III.2.1. Pluviométrie

Parmi les études prévues, une enquête pluviométrique quotidienne plus importante est la première étape pour obtenir des précipitations extrêmes à partir de différentes périodes de régression. Pour cela, nous avons besoin d'une séquence de mesures de précipitations qui couvre les précipitations quotidiennes les plus élevées pendant le temps le plus long possible, et comme notre pool de recherche ne dispose pas de station de mesure des précipitations, nous avons une station MAHOUANE (code 15.06.11) car elle est la plus convenable pour rendre compte des précipitations moyennes et journalières. De par sa situation proche par rapport à notre zone d'étude à environ 20 km, les données qu'elle recèle et leur durée sur une période de 62 années nous permettent d'estimer la lame d'eau moyenne précipitée sur le bassin versant avec moins d'erreur.

Tableau III.13. Coordonnées de la station pluviométrique de MAHOUANE

Nom	Code	Coordonnées			Années d'observation
		X (km)	Y (km)	Z (m)	
Mahouane	1506911	737.7	332.9	1178	62

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

Tableau III.14. Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept.	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	Juin	Juil.	aout	annuel
Pmoy	37,5	42,8	47,0	71,2	64,6	43,0	47,7	45,6	35,8	16,0	6,2	6,7	464,3
%	8,07	9,22	10,13	15,34	13,91	9,27	10,27	9,83	7,72	3,45	1,34	1,45	100,00

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

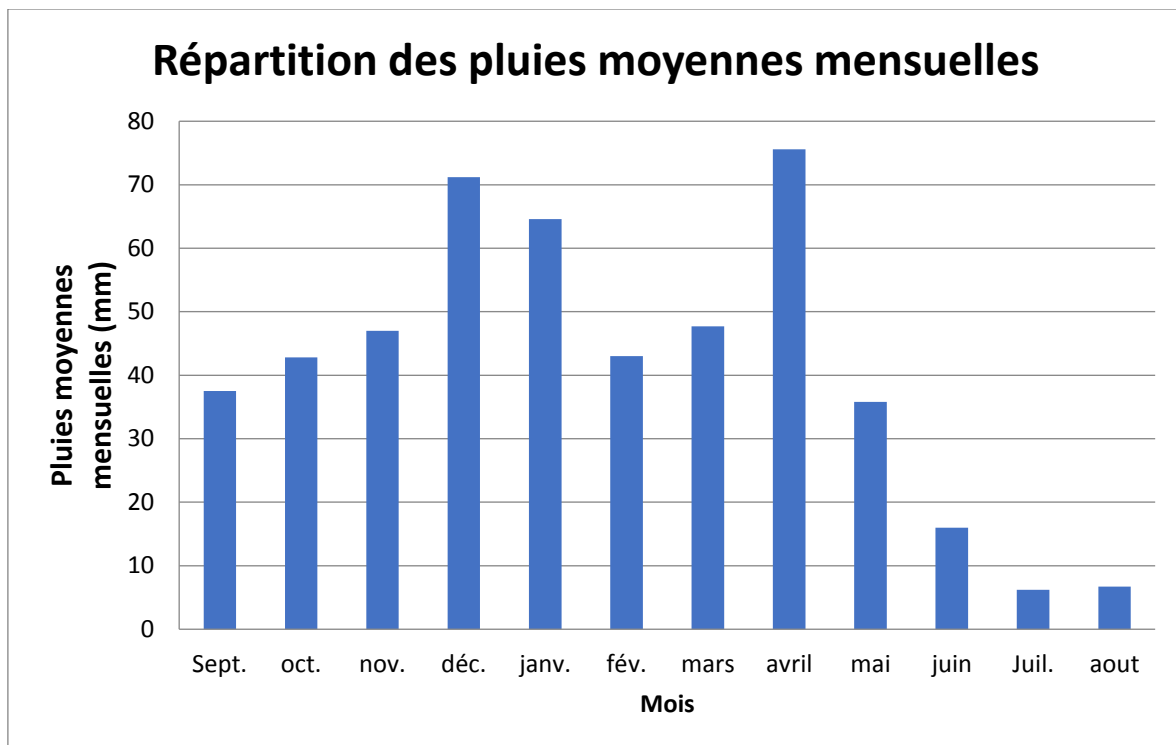


Figure III. 8 Répartition mensuelle des précipitations

III.2.1.2. Estimation de la pluie max journalière

Afin de déterminer l'intensité et la durée des précipitations et la période de récurrence spécifiée, sur la base de la série de précipitations journalières maximales du tableau III.15, enregistrées à la station pluviométrique de Mahouan, nous avons déterminé la loi théorique en suivant les étapes ci-dessous:

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

Tableau III.15. Pluies maximales journalières prise de la station 1506911

Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)	Année	Pj max (mm)
1966	72	1977	37	1988	26.8	1999	58.5
1967	43.6	1978	36	1989	60	2000	34.1
1968	37.3	1979	23	1990	33.4	2001	37.5
1969	27.7	1980	46.1	1991	75	2002	38.4
1970	36	1981	44.1	1992	38.3	2003	16.5
1971	47	1982	50	1993	22.5	2004	96.8
1972	37	1983	32.9	1994	40.5	2005	31.3
1973	30.5	1984	39.8	1995	42.8	2006	19.5
1974	40	1985	25.2	1996	26.8	2007	28.7
1975	29	1986	60.6	1997	23.8	2008	34.7
1976	39	1987	38.7	1998	30.7	2009	37

a. Calcul des paramètres statistiques de la série

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

Tableau III.16. Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	16.5
Maximum	96.8
Moyenne	39.6
Ecart-type	15.3
Médiane	37.1
Coefficient de variation (Cv)	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.67

b. Ajustement de la série des pluies maximales journalières annuelles

Puisqu'il existe plusieurs méthodes pour ajuster une série de précipitations, l'efficacité de la méthode d'estimation dépend:

- 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).

✓ Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

L'ajustement de la série à la loi de GUBEL a été établi par le logiciel HYFRONT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.17

Tableau III.17. Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	115	13.3	88.9 – 141
100	0.9900	87.5	9.04	69.8 – 105
50	0.9800	79.2	7.76	64.0 – 94.4
20	0.9500	68.1	6.08	56.2 – 80
10	0.9000	59.5	4.81	50.1 – 69
5	0.8000	50.6	3.56	43.6 – 57.6
2	0.5000	37.1	2.11	32.9 – 41.2

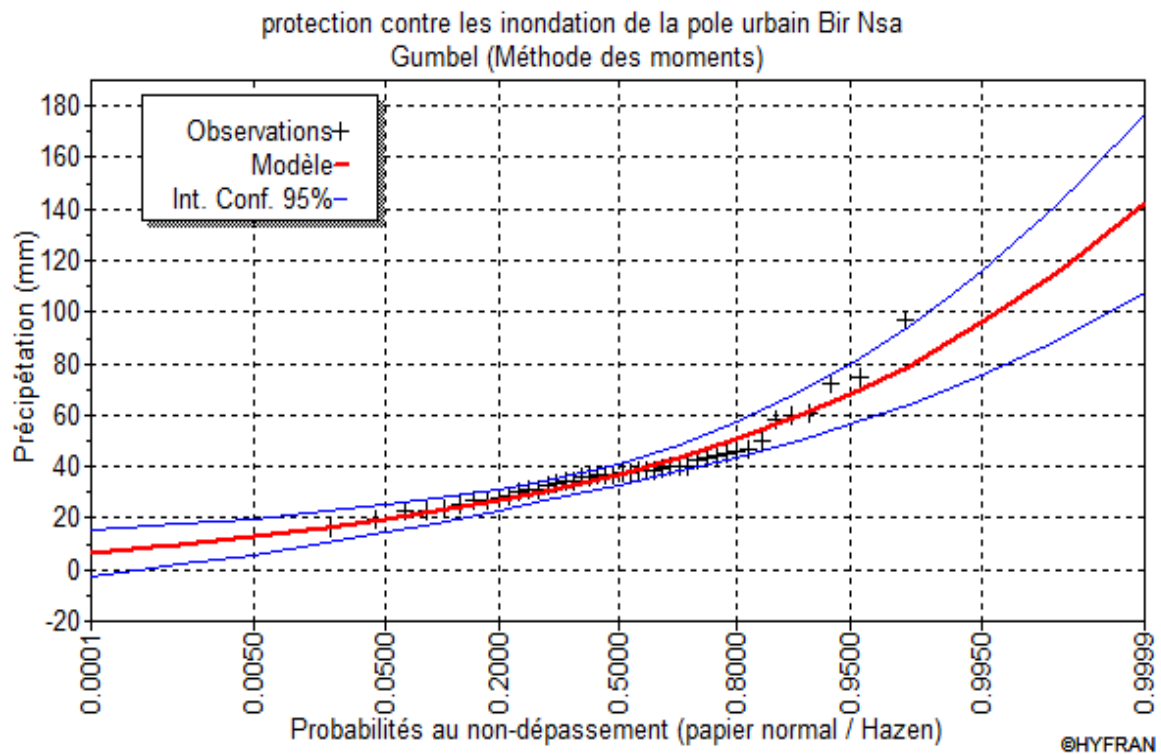


Figure III. 9 Représentation graphique de la loi de GUMBEL

Tableau III.18. Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.5
Maximum	Aucun	96.8
Moyenne	39.6	39.6
Ecart-type	15.3	15.3
Médiane	37.1	37.1
Coefficient de variation (Cv)	0.386	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.67
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	6.13

✓ Ajustement à la loi Log-Normal

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRONT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.19

Tableau III.19. Résultat de L'ajustement à la loi Log-Normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	110	14.0	82.2 – 137
100.0	0.9900	84.0	8.60	67.1 – 101
50.0	0.9800	76.3	7.15	62.3 – 90.3
20.0	0.9500	66.2	5.39	55.6 – 76.7
10.0	0.9000	58.3	4.17	50.1 – 66.4
5.0	0.8000	49.9	3.07	43.9 – 56
2.0	0.5000	37.2	1.96	33.4 – 41.1

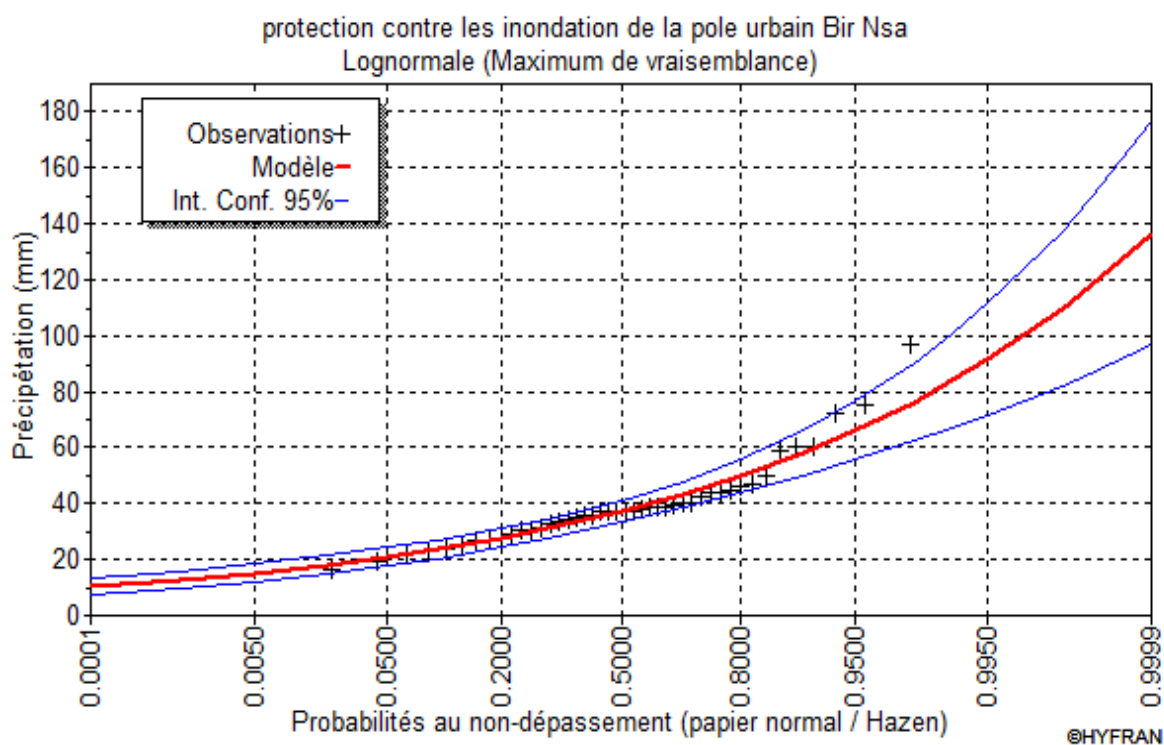


Figure III. 10 Représentation graphique de la loi Log Normal

Tableau III.20. Comparaison des caractéristiques de la loi de Log Normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	16.5
Maximum	Aucun	96.8
Moyenne	39.6	39.6
Ecart-type	14.3	15.3
Médiane	37.2	37.1
Coefficient de variation (Cv)	0.361	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.13	1.67
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.35	6.13

➤ **Interprétation graphique**

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.

b. Test d'adéquation χ^2 du (Pearson)

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, $\chi^2_{calculer}$ et $\chi^2_{théorique}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Tableau III.21. Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	$\chi^2_{calculer}$	$\chi^2_{théorique}$
Gumbel	6	6.4	11.64
Log normal	6	7.2	11.64

On a $\chi^2_{calculer} < \chi^2_{théorique}$ donc les deux lois s'ajustent avec notre série mais on opte pour la loi qui donne le maximum des P jmax donc la loi Gumbel

c. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_t = P_{j.\max} \left(\frac{T}{24}\right)^b \quad (\text{III.17})$$

Avec :

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

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

T : Temps en heures ;

b : Exposant climatique (donnée) En Algérie ($b = 0.36- 0.42$) on prend ($b = 0.30$)

Les intensités maximales I_t de durée t (h) calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{j.\max}}{24} \times \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

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

P : Pluies de courte durée (mm).

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

Tableau III.22. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période de retour(ans)	1000		100		50		10		5		2	
Fréquence(%)	0.1		1		2		10		20		50	
Pjmax (mm)	115		87.5		79.2		59.5		50.6		37.1	
Durée (h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0.25	29.24	116.97	22.25	89.00	20.14	80.56	15.13	60.52	12.87	51.47	9.43	37.74
0.5	36.00	72.00	27.39	54.79	24.79	49.59	18.63	37.25	15.84	31.68	11.61	23.23
1	44.32	44.32	33.72	33.72	30.53	30.53	22.93	22.93	19.50	19.50	14.30	14.30
2	54.57	27.28	41.52	20.76	37.58	18.79	28.23	14.12	24.01	12.01	17.60	8.80
3	61.63	20.54	46.89	15.63	42.44	14.15	31.89	10.63	27.12	9.04	19.88	6.63
4	67.18	16.80	51.12	12.78	46.27	11.57	34.76	8.69	29.56	7.39	21.67	5.42
5	71.83	14.37	54.66	10.93	49.47	9.89	37.17	7.43	31.61	6.32	23.17	4.63
6	75.87	12.65	57.73	9.62	52.25	8.71	39.26	6.54	33.38	5.56	24.48	4.08
7	79.46	11.35	60.46	8.64	54.73	7.82	41.11	5.87	34.96	4.99	25.64	3.66
8	82.71	10.34	62.93	7.87	56.96	7.12	42.79	5.35	36.39	4.55	26.68	3.34
9	85.69	9.52	65.20	7.24	59.01	6.56	44.33	4.93	37.70	4.19	27.64	3.07
10	88.44	8.84	67.29	6.73	60.91	6.09	45.76	4.58	38.91	3.89	28.53	2.85
11	91.00	8.27	69.24	6.29	62.67	5.70	47.08	4.28	40.04	3.64	29.36	2.67
12	93.41	7.78	71.07	5.92	64.33	5.36	48.33	4.03	41.10	3.42	30.13	2.51
13	95.68	7.36	72.80	5.60	65.89	5.07	49.50	3.81	42.10	3.24	30.87	2.37
14	97.83	6.99	74.44	5.32	67.38	4.81	50.62	3.62	43.05	3.07	31.56	2.25
15	99.88	6.66	75.99	5.07	68.78	4.59	51.68	3.45	43.95	2.93	32.22	2.15
16	101.83	6.36	77.48	4.84	70.13	4.38	52.69	3.29	44.80	2.80	32.85	2.05
17	103.70	6.10	78.90	4.64	71.42	4.20	53.65	3.16	45.63	2.68	33.45	1.97
18	105.49	5.86	80.27	4.46	72.65	4.04	54.58	3.03	46.42	2.58	34.03	1.89
19	107.22	5.64	81.58	4.29	73.84	3.89	55.47	2.92	47.18	2.48	34.59	1.82
20	108.88	5.44	82.84	4.14	74.98	3.75	56.33	2.82	47.91	2.40	35.13	1.76
21	110.48	5.26	84.06	4.00	76.09	3.62	57.16	2.72	48.61	2.31	35.64	1.70
22	112.04	5.09	85.25	3.87	77.16	3.51	57.97	2.63	49.30	2.24	36.14	1.64
23	113.54	4.94	86.39	3.76	78.20	3.40	58.75	2.55	49.96	2.17	36.63	1.59
24	115.00	4.79	87.50	3.65	79.20	3.30	59.50	2.48	50.60	2.11	37.10	1.55

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure :

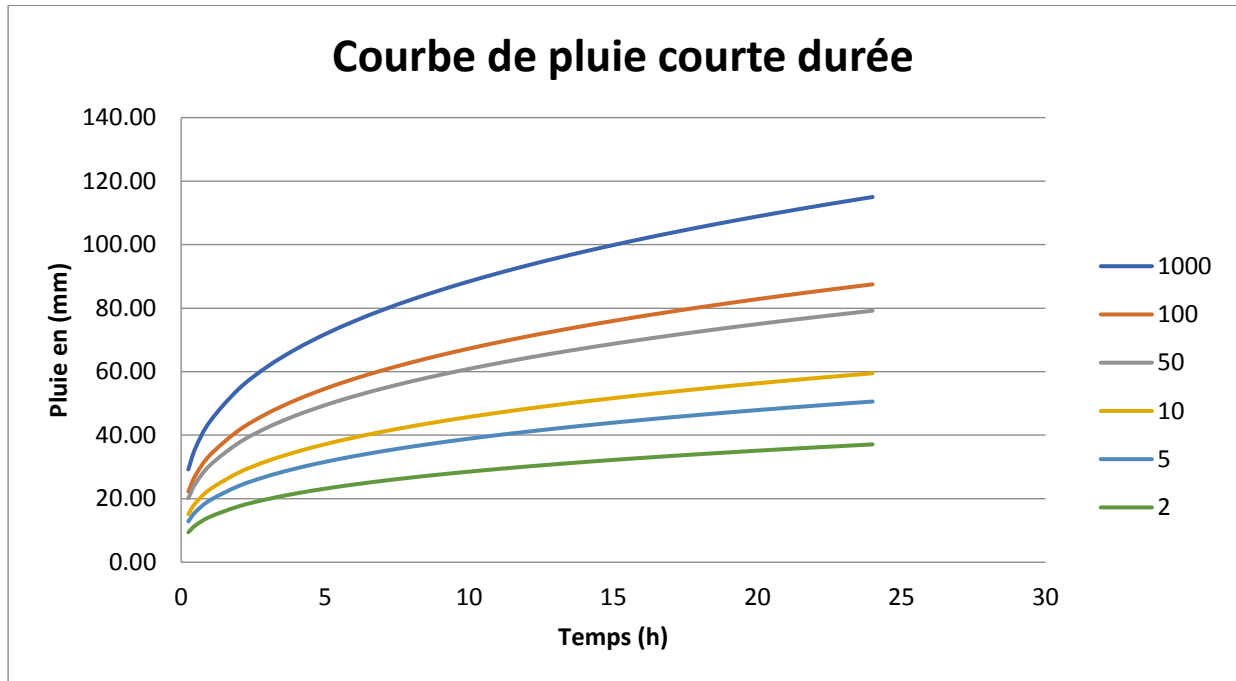


Figure III. 11 Courbe de pluie courte durée de différentes fréquences

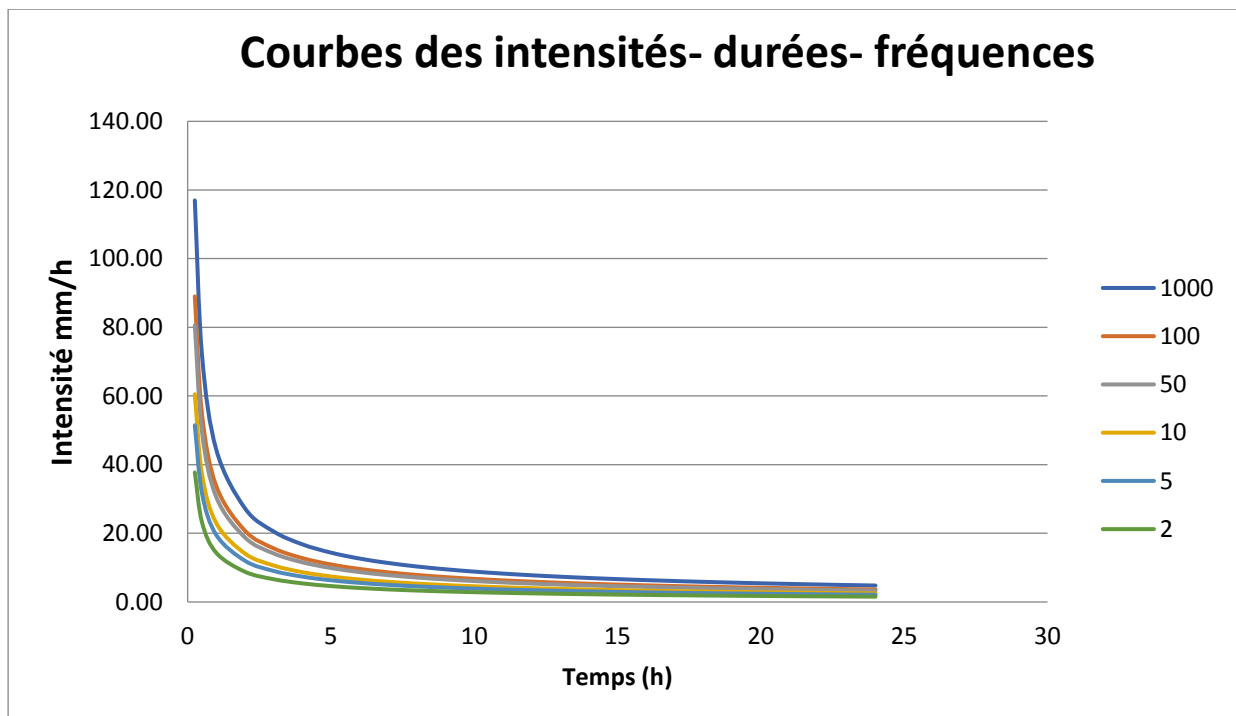


Figure III. 12 Courbes des intensités- durées- fréquences

III.2.2. Etude des apports (Laborde, 2003).

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

1. Apport liquide

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A0.

Formule de DERIE II

$$A = 0.513 \times P^{-2.683} \times D_d \times S^{0.842} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

Dd : Densité de drainage (Km/Km2).

S : Surface du bassin versant (Km2).

Tableau III.23. Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule DERIE II

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km ²)	Dd	A(m ³)
SB 1	0.46	9.145	0.087	121443
SB 2	0.46	8.614	0.179	165640
SB 3	0.46	10.186	0.464	307111

• Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \times P^{2.684} \times S^{0.842} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²)

Tableau III.24. Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule ANRH

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km ²)	A(m ³)
SB 1	0.46	9.145	733804
SB 2	0.46	8.614	697759
SB 3	0.46	10.186	803530

• Formule dite 'Algérienne'

$$L = P \cdot (1 - 10^{-KP^2}) \cdot 10^3 \quad (\text{III.21})$$

$$A = L \cdot S \quad (\text{III.22})$$

Avec :

$$k = 0.18 - 0.01 \times \log(S)$$

P : précipitation moyenne interannuelle en m.

Tableau III.25. Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule Algérienne

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km ²)	K	Le (mm)	Le (m)	A (m ³)
SB 1	0.46	9.145	0.17	12.719	0.0127	116311.35
SB 2	0.46	8.614	0.17	12.719	0.0127	109557.79
SB 3	0.46	10.186	0.17	12.719	0.0127	129551.39

• **Formule de MEDINGUER**

$$A_0 = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad \text{(III.23)}$$

$$A_0 = Le \cdot S \quad \text{(III.24)}$$

Avec :

P_{moy}: Pluie moyenne annuelle en (m).

S : Surface du bassin versant en [km²].

Le : Lamme d'eau écoulee en (mm).

Tableau III.26. Résultats de calcul de d'apport liquide par la formule MEDINGUER

Sous Bassin	P moy (m)	S BV (Km ²)	Le (mm)	Le (m)	A (m ³)
SB 1	0.46	9.145	40.96	0.04096	374579.2
SB 2	0.46	8.614	40.96	0.04096	352829.44
SB 3	0.46	10.186	40.96	0.04096	417218.56

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

Tableau III.27. Résultats de calcul pour des erreurs pour le choix des apports

Sous Bassin	DERIE II	ANRH	Algérienne	MEDINGUER	Somme	Moyenne	ERREUR			
SB 1	121443	733804	116311	374579	1346137	336534	0.64	1.18	0.65	0.11
SB 2	165640	697759	109558	352829	1325787	331447	0.50	1.11	0.67	0.06
SB 3	307111	803530	129551	417219	1657411	414353	0.26	0.94	0.69	0.01

Tableau III.28. Récapitulatif de calcul des Apports moyens interannuels finals

Sous Bassin	Apport moyen (m ³)
SB 1	374579
SB 2	352829
SB 3	417219

2. Etude des caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

$$Me = A_0 / T \quad (III.25)$$

A₀ : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = 365*24*3600 = 3153600 s.

Tableau III.29. Module d'écoulement de chaque sous bassin

Sous Bassin	A (m ³)	A (l)	T (s)	Me (l/s)
SB 1	374579.2	374579200	31536000	11.8778
SB 2	352829.44	352829440	31536000	11.1881
SB 3	417218.56	417218560	31536000	13.2299

b. Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = Me / S \quad (III.26)$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

Tableau III.30. Module d'écoulement relatif de chaque sous bassin

Sous Bassin	S BV (Km ²)	Me (l/s)	M0 (l/s/Km ²)
SB 1	9.145	11.88	1.2991
SB 2	8.614	11.19	1.2990
SB 3	10.186	13.23	1.2988

c. lame d'eau écoulée

$$Le = A_0/S \quad (III.27)$$

Tableau III. 31. lame d'eau écoulée de chaque sous bassin

Sous Bassin	S BV (Km ²)	A (Mm ³)	L (m)
SB 1	9.145	0.3745792	0.0410
SB 2	8.614	0.35282944	0.0410
SB 3	10.186	0.41721856	0.0410

d. Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le / P \text{ moy} \quad (III.28)$$

Tableau III.32. Coefficient d'écoulement de chaque sous bassin

Sous Bassin	L (mm)	P moy (mm)	Ce
SB 1	4.10	464.3	0.0088
SB 2	4.10	464.3	0.0088
SB 3	4.10	464.3	0.0088

e. 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**

$$Cv = a - 0,063 \log (S + 1) \quad (III.29)$$

Avec

$$a = 0,78 - 0,29 \log (M) \quad (III.30)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

Tableau III.33. Coefficient de variation avec la formule SOKOLOVSKY

Sous Bassin	S (Km ²)	M0 (l/s/Km ²)	a	Cv
SB 1	9.1450	1.2991	0.7470	0.6837
SB 2	8.6140	1.2991	0.7470	0.6851
SB 3	10.1860	1.2988	0.7471	0.6810

- **Formule de L'ANTONOV**

$$Cv = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (III.31)$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

Tableau III.34. Coefficient de variation avec la formule L'ANTONOV

Sous Bassin	S (Km ²)	Cv
SB 1	9.145	0.3579
SB 2	8.614	0.3579
SB 3	10.186	0.3578

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

Avec :

$$Cv = 0,83 (S^{0,06} \times M^{0,27}) \quad (III.32)$$

M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²]. S : Superficie du bassin en [km²].

Tableau III.35. Coefficient de variation avec la formule KRISTEKLY MENKEL

Sous Bassin	S (Km ²)	M0 (l/s/Km ²)	Cv
SB 1	9.145	1.2991	0.6772
SB 2	8.614	1.2991	0.6796
SB 3	10.186	1.2988	0.6729

- **Formule Algérienne**

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

Tableau III.36. Coefficient de variation avec la formule Algérienne

Sous Bassin	k	M ₀ (l/s/Km ²)	Cv
SB 1	0.66	1.2991	0.5966
SB 2	0.66	1.2991	0.5966
SB 3	0.66	1.2988	0.5966

- **Formule OURKGUIPROVODKHOZ**

$$C_v = 0,7/M_0^{0.125} \quad (\text{III.34})$$

Avec :

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

Tableau III.37. Coefficient de variation avec la formule OURKGUIPROVODKHOZ

Sous Bassin	M ₀ (l/s/Km ²)	Cv
SB 1	1.2991	0.6775
SB 2	1.2991	0.6775
SB 3	1.2988	0.6775

III.3. Etude des crues

Les avantages économiques de prédéfinir le débit maximal probable de la rivière en un point donné sont évidents en raison des effets destructeurs bien connus de ces catastrophes hydrologiques et de la nécessité de calculer certaines œuvres d'art pour leur éventualité; dimensions des débordements des réservoirs de montagne, hauteur des digues, etc., les crues sont des débits variables dans lesquels les débits atteignent des valeurs significatives.

L'évaluation des crues montre une grande importance pour la sécurité de la structure installée. Les paramètres qui définissent une inondation sont:

1. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.
3. La forme de la crue (Hydro gramme de crues).
4. Le temps de base. Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.3.1. Détermination des débits maximums fréquentiels par les formules empiriques

- **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \times K \times \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \times S \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.35})$$

Avec :

$Q_{\max, p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin $1 < K < 3$, on prend $K=2$ (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an)

- **Formule de TURZZA**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \times I_{ct} \times S}{3.6} \quad (\text{III.36})$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$Q_{max, \%} = (0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S) / T_C \quad (III.37)$$

Avec :

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

S : Superficie du bassin (Km²).

T_c : Temps de concentration (heures).

H₀ : Perte d' eau initiale, au Nord algérien H₀ = 7 mm.

F : Coefficient de forme de la crue

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (III.38)$$

- Pour S < 50 Km² on a $\gamma = 2$.

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

- Pour un bassin boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend $\gamma = 2,25$; d'où : F = 1.12.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

Avec :

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{X_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{X_0}} \quad (III.39)$$

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

H₀ : perte d'eau initiale

Tableau III.38. Récapitulatif des débits maximums de crue des quatre sous bassins par les différentes formules

Sous bassin	T (ans)	Formule de Mallet- Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Sokolovsky
SB 1	/	/	/	/
	5	51.5327	48.2856	10.1155
	10	61.5116	61.5065	15.8512
	50	80.0183	86.4793	30.9351
	100	84.7813	95.3455	61.5013
SB 2	/	/	/	/
	5	38.6734	45.4819	10.6032
	10	46.0996	57.9351	16.6155
	50	59.8910	79.9934	32.4267
	100	64.9344	86.8802	39.8893
SB 3	/	/	/	/
	5	27.4900	33.1045	11.8759
	10	32.8953	42.1715	31.4292
	50	42.8949	64.7872	37.8742
	100	46.5443	76.3271	37.8742

Pour le choix des débits maximum calculés par les trois méthodes on prend le max des valeurs. Le tableau ci-dessous montre les débits maximums pour les trois sous bassins

Tableau III.39. Les débits maximums de crue des trois sous bassins

Sous bassin	T (ans)	Formule de Turazza
SB 1	5	48.2856
	10	61.5065
	50	86.4793
	100	95.3455
SB 2	5	45.4819
	10	57.9351
	50	79.9934
	100	86.8802
SB 3	5	33.1045
	10	42.1715
	50	64.7872
	100	76.3271

III.3.1.2. Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode GRADEX

Guradt et Duband (1967) ont développé la méthode GRADEX, qui est une méthode hydrométrique probabiliste, qui est inhérente au calcul du débit de crue extrême dans les rivières pendant la période de retour de 100 à 10000 ans. Il convient aux bassins versants de dizaines à milliers de kilomètres carrés (maximum 5000 kilomètres carrés), d'un point de vue spatial, les précipitations sont relativement uniformes (Guillot, 1980). La méthode GRADEX est basée sur les informations de mesure des précipitations et améliore considérablement la méthode de programmation des crues basée sur le traitement statistique des seules valeurs de débit observées (Guillot, 1980).

➤ Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

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

Etapes de la méthode :

- 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)
- Ajuster par la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières. Calculer le GRADEX des précipitations

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.40})$$

Avec :

μ : variable réduite de GUMBE).

a : pente de la droite de GUMBEL.

d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de GUMBEL est :

$$P = 11.2 * \mu + 33.6 \quad (\text{III.41})$$

Le GRADEX est donc : $a=11.2 \text{ mm}$

Après l'examen des enregistrements des crue de la station de <<FERMATOU>>, on a estimé le temps de base par : **n=24 heures**.

•L'ajustement de la série des débits de la station de FARMATOU à la loi de

GUMBEL nous a donné : Q10 ans (FERMATOU) = 1 m³/s

Q10 ans (BIR NSA) = Q10 ans (FERMATOU) * S(BIR NSA) / S FERMATOU

$$Q_{10 \text{ ans (BIR NSA)}} = 184.4 \times (27.94 / 60) = 86.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$R_{10 \text{ ans (mm)}} = Q_{10 \text{ ans (m}^3/\text{s)}} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2) \quad (\text{III.42})$$

$$R_{10 \text{ ans}} = 86.07 * 3,6 * 24 / 27.94 = 261.6 \text{ mm}$$

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

$$Q_{\mu\%} = a. \mu + b' \quad (\text{III.41})$$

Avec :

a : le GRADEX = 11.2 mm.

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

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

$$b' = 265.6 - 11.2 \times 2.25 = 240.4 = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu(T=10 \text{ ans}).$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q \text{ extrapolé (mm)} = 11.2 * \mu + 240.4 \quad (\text{III.43})$$

Exprimer ces Q en m³/s par la formule :

$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2) / 3,6 * n \text{ (heures)} \quad (\text{III.44})$$

• Calcul des débits de pointe :

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

P : coefficient de point $P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 3$

$$Q_p \text{ (m}^3/\text{s)} = Q \text{ (m}^3/\text{s)} * P \quad (\text{III.45})$$

Tableau III.40. Débits de pointe par la méthode GRADEX

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	QT [mm/24h]	QT [m ³ /s]	QP [m ³ /s]
10	0.9	2.25	261.6	79.89	239.67
20	0.95	2.97	273.664	80.83	242.49
50	0.98	3.9	279.08	82.83	248.49
100	0.99	4.6	283.92	86.40	259.20
500	0.998	6.21	303.952	88.23	264.70

• **Interprétation :**

Faisons une analogie avec la méthode de GRADEX par rapport au débit décennal calculé par la formule empirique TURAZZA de chaque sous bassin comme suit :

On a :

$$Q_{BV1} / S_{BV1} = Q_{BV2} / S_{BV2} \quad (\text{III.46})$$

$$Q_{BV2} = (Q_{BV1} \times S_{BV2}) / S_{BV1} \quad (\text{III.47})$$

Les résultats de quatre sous bassins sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. Débits des sous bassins calculés par la méthode GRADEX

T (ans)	Q 10ans (m3/s)		Q 50ans (m3/s)		Q 100ans (m3/s)	
	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA	GRADEX	TURAZZA	GRADEX
SB 1	61.5065	84.3221324	86.4793	90.1891241	95.3455	111.6781509
SB 2	57.9351	79.4260085	79.9934	84.9523363	86.8802	98.2968389
SB 3	42.1715	93.920748	64.7872	100.455595	76.3271	103.227955

✓ La méthode GRADREX a très peu de changement de débit entre les différentes périodes de retour, car les hypothèses de cette méthode sont applicables aux grandes périodes de remous (1000 et 10 000 ans) et l'emplacement de la ligne GUMBEL ajusté par les précipitations de faible pente.

✓ Nous avons remarqué la différence entre les valeurs obtenues par la formule empirique.

✓ Le débit calculé par la méthode GRADEX (surtout pour une période de récupération retour) est plus proche de la valeur moyenne du débit calculée par la formule empirique, donc la valeur que nous choisissons d'obtenir par la méthode GRADEX semble être plus représentative.

Tableau III.42. Les valeurs des débits de pointe optées

T (ans)	10	20	50	100	500
GRADEX	239.67	248.49	252.60	259.20	264.70

III.3.2. Hydrogrammes de crue :

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

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

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

Avec :

a. Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.48})$$

$t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

Q_m : Débit instantané de montée (m³/s)

Avec :

b. Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_b - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.49})$$

$$t_b = t_d + t_m \quad (\text{III.50})$$

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s).

t_b : Temps de base de la crue en heures.

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

t_d : Temps de la décrue en heures.

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).

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

$$t_d = \delta \times t_m.$$

Avec :

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, On prend $\delta=2,5$

Tableau III.43. Valeurs des débits de crues en fonction du temps

T(h)	Q 500 ans (m3/s)	Q 100 ans (m3/s)	Q 50 ans (m3/s)	Q 10 ans (m3/s)
0.15	8.441	8.265	8.055	7.643
0.3	33.763	33.061	32.219	30.570
0.45	75.966	74.388	72.494	68.783
0.6	135.051	132.245	128.878	122.281
0.75	211.017	206.633	201.371	191.063
0.8	240.091	235.102	229.116	217.388
0.84	264.700	259.200	252.600	239.670
0.9	242.653	237.612	231.561	219.708
1.05	192.966	188.957	184.145	174.719
1.2	150.572	147.443	143.689	136.334
1.35	114.891	112.504	109.639	104.027
1.5	85.346	83.573	81.445	77.276
1.65	61.357	60.082	58.552	55.555
1.8	42.346	41.466	40.410	38.342
1.95	27.733	27.157	26.466	25.111
2.1	16.941	16.589	16.166	15.339
2.25	9.390	9.194	8.960	8.502
2.4	4.501	4.407	4.295	4.075
2.55	1.695	1.660	1.618	1.535
2.7	0.395	0.387	0.377	0.358
2.85	0.021	0.020	0.020	0.019
2.94	0.000	0.000	0.000	0.000

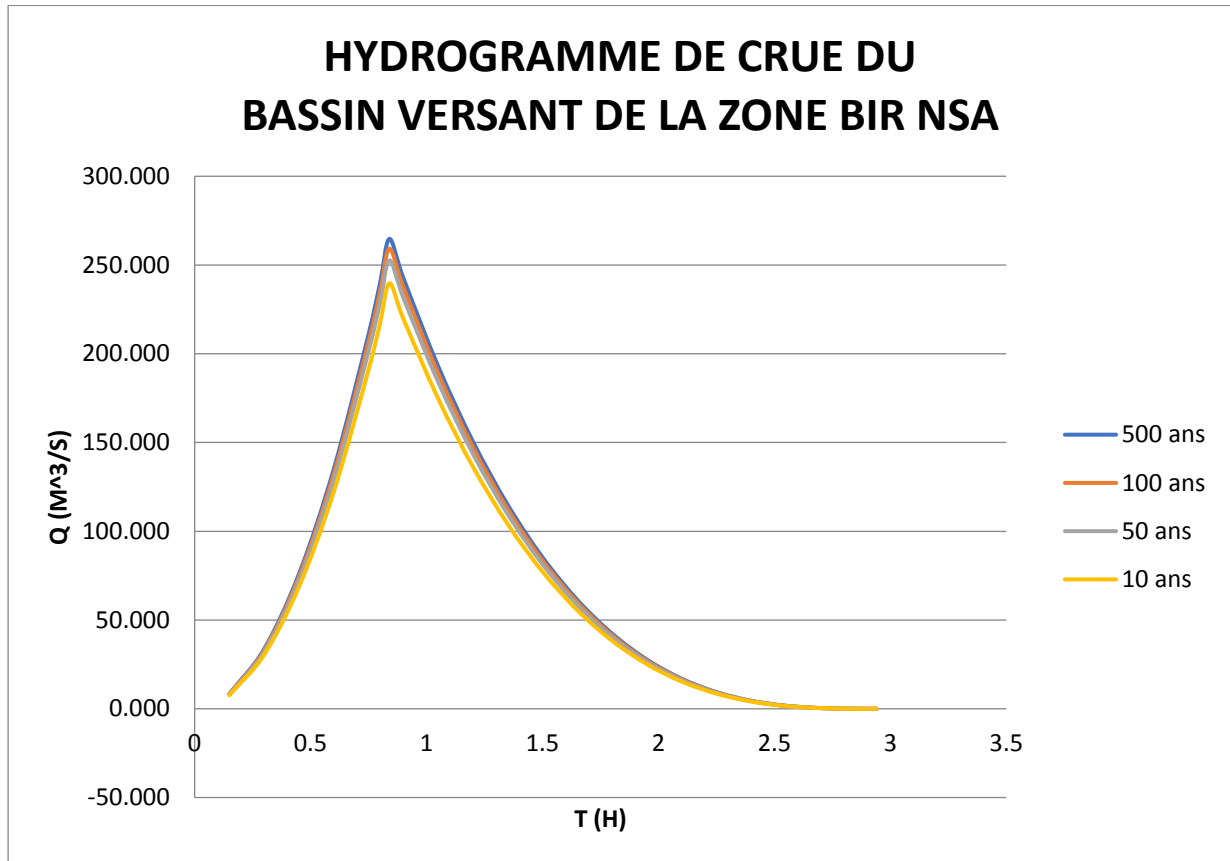


Figure III.13. Hydrogramme de crue de la zone d'étude

III.3.3. Choix de la crue de projet

L'inondation du projet est la plus grande inondation qu'un ouvrage doit pouvoir évacuer selon une probabilité donnée. Bien que la sélection de la crue du projet dépend essentiellement de l'ampleur du projet à réaliser, des éventuelles conséquences en aval et des considérations techniques et économiques liées au développement et à la production. Alentours.

III.4. Etude des apports solides :

Les apports solides dépendent d'une part de l'étendue et du relief du bassin versant et d'autre part de la résistance du sol à l'érosion liée elle-même à :

- ✓ La couverture végétale.
- ✓ La nature géologique des roches.
- ✓ Le régime des pluies et des températures.

L'absence de mesures du transport solide sur oued Reggada contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

- **Formule de TIXERONT :**

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en t/km²/an.

$$Ta = \alpha \times Le^{0.15} \quad (\text{III.51})$$

Avec :

Ta : désigne la dégradation spécifique en T/Km²/an.

Le : désigne le ruissellement moyen en m.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant ($\alpha = 350$)

Les résultats des apports solides des quatre sous bassin sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44. Apport solide des quatre sous bassins par la méthode TEXERONT

Sous Bassin	Le(m)	Ta (T/Km ² /an)
SB 1	0.041	216.731
SB 2	0.041	216.731
SB 3	0.041	216.731

- **Méthode d'estimation au Nord Algérien**

$$D_s = 328.62Q - 0.234S - 0.197 \quad (\text{III.52})$$

Avec :

D_s : le transport solide en (t/Km²/an).

Q : Débit maximum (m³/s)

S : Surface du bassin versant (Km²)

Tableau III.45. Apport solide par la méthode d'estimation au Nord Algérie

Sous Bassin	Q (m ³ /s)	S (km ²)	Ds (T/Km ² /an)
SB 1	111.68	9.15	70.49
SB 2	98.30	8.61	73.49
SB 3	103.23	10.19	70.29

Conclusion

Les calculs et méthodes discutés dans ce chapitre ont permis d'obtenir plusieurs résultats afin de sélectionner des méthodes adaptées pour déterminer l'hydrogramme de crue de différentes périodes de retour et de la zone étudiée et le débit.

Chapitre IV :
CALCUL HYDRAULIQUE

CHAPITRE IV : Calcul Hydraulique

Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations.

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

IV.1. Généralités (Graf et al, 1993)

IV.1.1. Ecoulement à surface libre

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

IV.1.2. Canaux à ciel ouvert

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

A. Canaux Naturel

Ce sont les canaux qui existent naturellement en terre, tel que les rivières, les fleuves, les torrents ... Ces canaux ont des caractéristiques géométriques et hydrauliques généralement irrégulières.

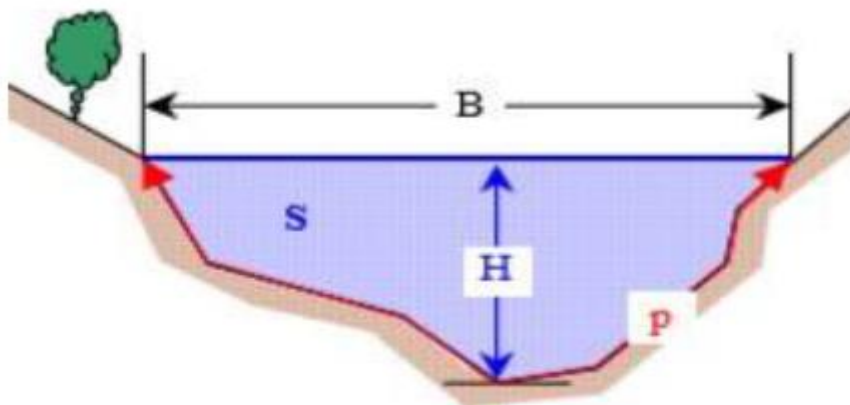


Figure IV. 1 Canal naturel

Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

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

– périmètre mouillé P_m

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

– largeur au miroir B

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

– tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

B. Les canaux artificiels

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

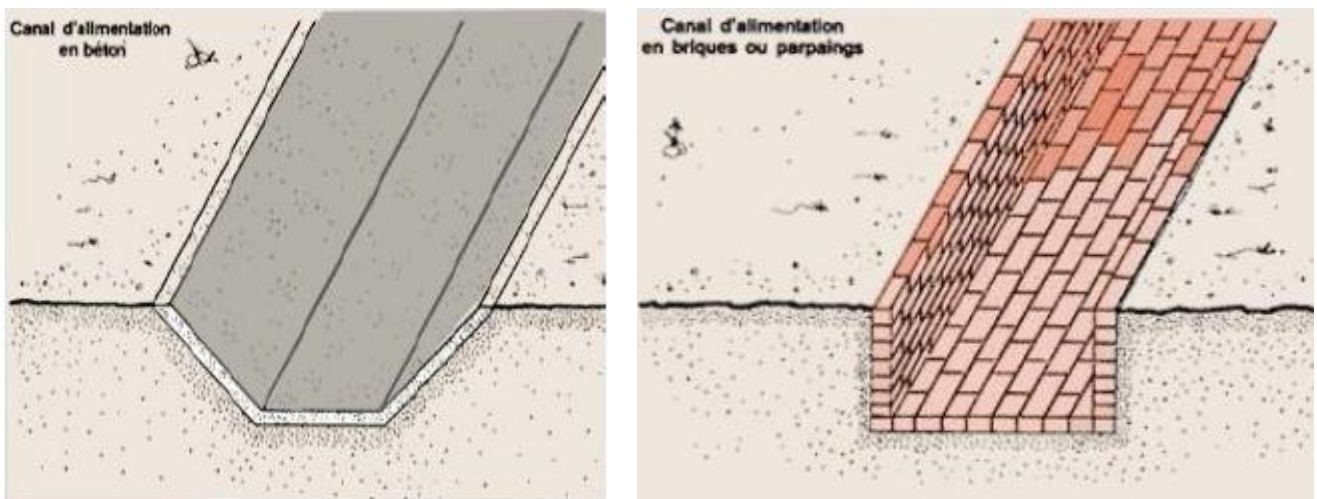


Figure IV. 2 Canaux artificiels à ciel ouvert

IV.1.3. Types d'écoulement

A. Variabilité dans le temps

Les types d'écoulement qu'on peut avoir en hydraulique fluvial sont comme suit :

- **Écoulement permanent :**

L'écoulement est dit permanent si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient lentement avec le temps, c à dire :

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

Il se divise en :

- ✓ Uniforme
- ✓ Non uniforme

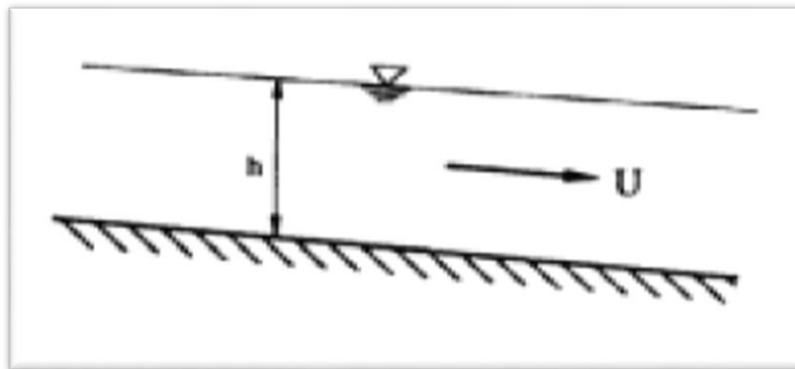


Figure IV. 3 Schéma d'un écoulement permanent

- **Écoulement non permanent :**

L'écoulement est non uniforme si la profondeur de l'eau et les autres paramètres varient avec le temps, c à dire :

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

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

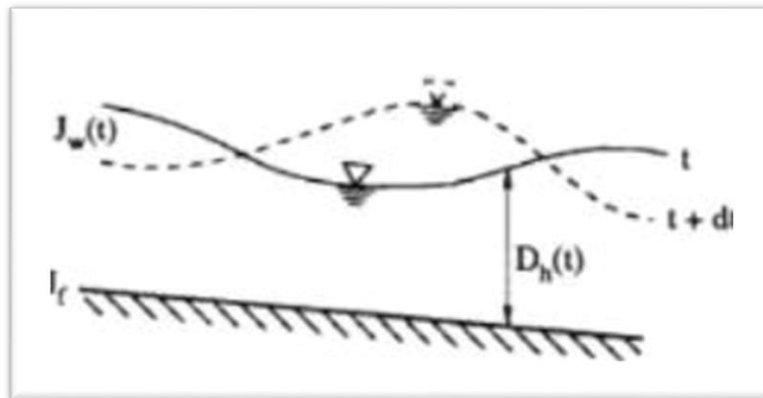


Figure IV. 4 Schéma d'un écoulement non permanent

B. Variabilité dans l'espace

• Ecoulement

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

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

• Ecoulement non uniforme

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

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

✓ Ecoulement non uniforme graduellement varié

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

On a $\Delta h / x \ll 1$.

✓ Ecoulement non uniforme rapidement varié

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

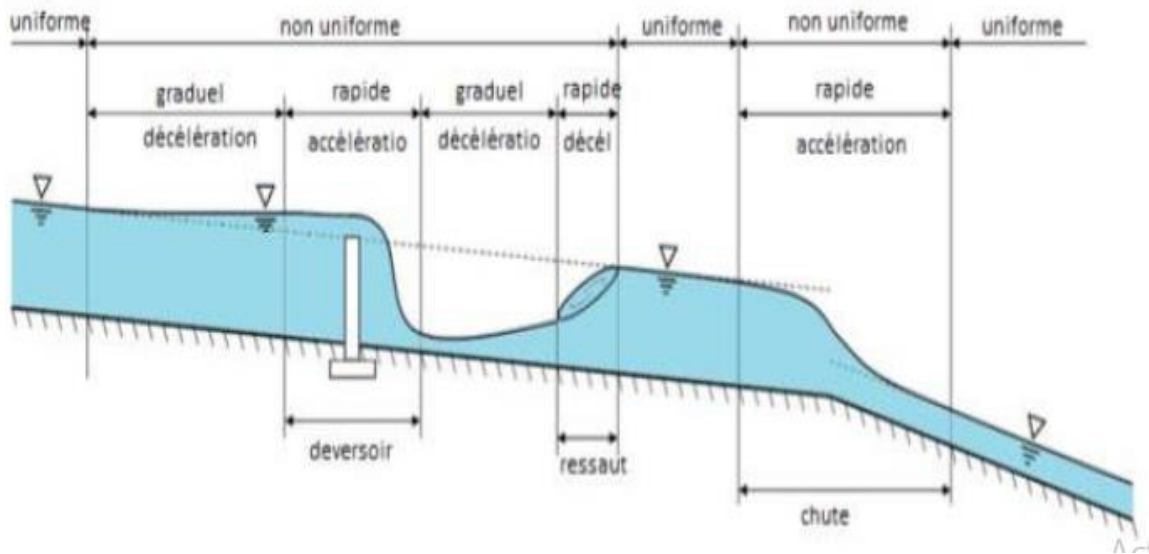


Figure IV. 5 Schéma illustrant les différents types d'écoulements

IV.1.4. Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluvial et écoulement torrentiel. La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. (GRAF.W.H and ALTINAKAR.M. S ;1993, Hydraulique Fluviale).

C'est-à-dire :

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 L}{g S^3}} \quad (IV.5)$$

Il s'écrit aussi :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_m}} \quad (IV.6)$$

Avec : $y_m = S/L$: le tirant d'eau moyen dans la section.

Lorsque :

- ❖ $Fr = 1$: le régime est critique.
- ❖ $Fr < 1$: le régime est fluvial.
- ❖ $Fr > 1$: le régime est torrentiel.

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

Lorsque :

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

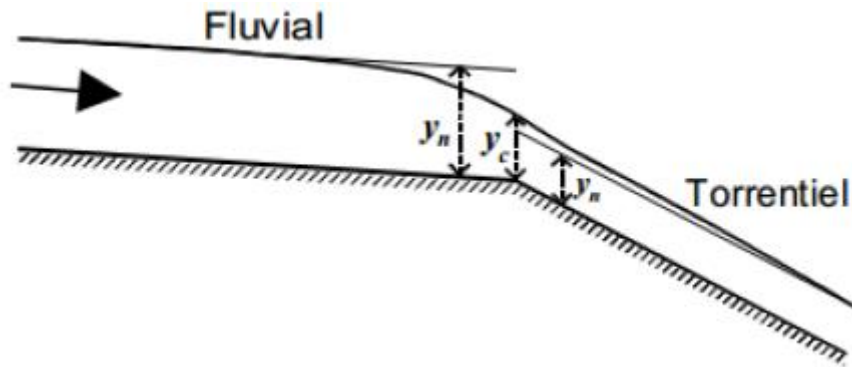


Figure IV.6 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel

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

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

$$Re = \frac{v \cdot h}{\nu} \quad (\text{IV.7})$$

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

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

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

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

IV.2. Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement permanent uniforme on utilise la formule de CHEZY comme formule principale de calcul.

✓ La formule de CHEZY :

La vitesse moyenne du courant est donnée par :

$$V = C \times \sqrt{Rh \times i} \quad (\text{IV.8})$$

Comme $Q = V \times S$, en remplaçant V par sa formule on obtient :

$$Q = S \times C \sqrt{Rh \times i} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

C : Coefficient de CHEZY ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$).

S : Section mouillée (m^2).

Rh : Rayon hydraulique, $Rh = S_m/P_m$ (m).

i : pente de fond du canal (mm).

✓ Formule de PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

n : La rugosité du canal.

y : Exposant déterminé soit par la relation complète suivante :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{Rh}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (\text{IV.11})$$

Soit par les égalités simplifiées suivantes :

$y = 1.5\sqrt{n}$ Pour $Rh < 1$ m.

$y = 1.3\sqrt{n}$ Pour $Rh > 1$ m.

✓ Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} \times 17.72 \times \log Rh \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

n : La rugosité du canal.

Rh : Rayon hydraulique (m).

✓ **Formule de MANNING-STRICKLER**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{IV.13})$$

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

$$V = K_s \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

R_h : Rayon hydraulique (m).

i : Pente de fond du canal (mm)

K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal :

- ✓ K_s = 25 pour un lit naturel.
- ✓ K_s = 40 pour le cas d'engrènement ou gabionnage.
- ✓ K_s = 70 pour le cas du béton.
- ✓ K_s = 100 pour le cas du PVC ou PEHD.

IV.2.1. Calcul des paramètres géométriques

A. Choix de la section du débit maximal

La construction d'un canal pour transporter un débit Q doit satisfaire les conditions de transport d'un débit maximal et d'un coût de réalisation assez faible.

La section d'écoulement répondant à ces exigences est celle dont le rayon hydraulique, R_h, est maximal.

IV.3. Description de l'état d'oued de la zone d'études

Avant le choix des variantes, on doit passer d'abord à une analyse du site pour but de bien connaître l'état de oued reggada sur le site urbain de BIR NSA qui sera construit entre la RN N° 05 reliant Sétif à EL Eulma et l'autoroute Est-Ouest sur une longueur de 985 m

D'après l'historique de cette zone qui était zone rural, pendant quelques crues la lame d'eau écoulée à travers l'oued a dépassé les limites des berges de l'oued dans quelques endroits, ce qui constitue un danger imminent aux habitations et les bâtiments de la pole urbain.



Figure IV.7. Pont sur la rue national N°5



Figure IV.8. Pont sur l'autoroute Est-Ouest



Figure IV.9. Oued REGGADA



Figure IV.10. Oued REGGADA

IV.4. Modélisation de l'écoulement

IV.4.1 Présentation du logiciel Hec-Ras

Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux tout en prenant en compte des phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (nœud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique U.S. Army Corps of Engineers (2010a, b).

Les calculs des différents paramètres hydrauliques effectués par le logiciel Hec-Ras sont basés sur les équations d'hydraulique à surface libre (Saint-Venant 1D, ManningStrickler...).

IV.4.1.1 Démarche de la simulation :

Cette démarche se fait en quatre étapes :

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

1. Modélisation de la rivière :

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique fourni par le bureau d'étude. La réalisation de la géométrie d'oued Reggada, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement. Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS nous donnant les profils transversaux de l'amont à l'aval. Mais avant de passer à HEC-RAS on passe d'abord à HEC-RAS Flipper pour inverser le sens d'écoulement pour que le logiciel HEC-RAS puisse lire l'écoulement de l'amont à l'aval et pas le contraire Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

Les sections en travers de l'Oued sont représentées dans la figure IV.11 :

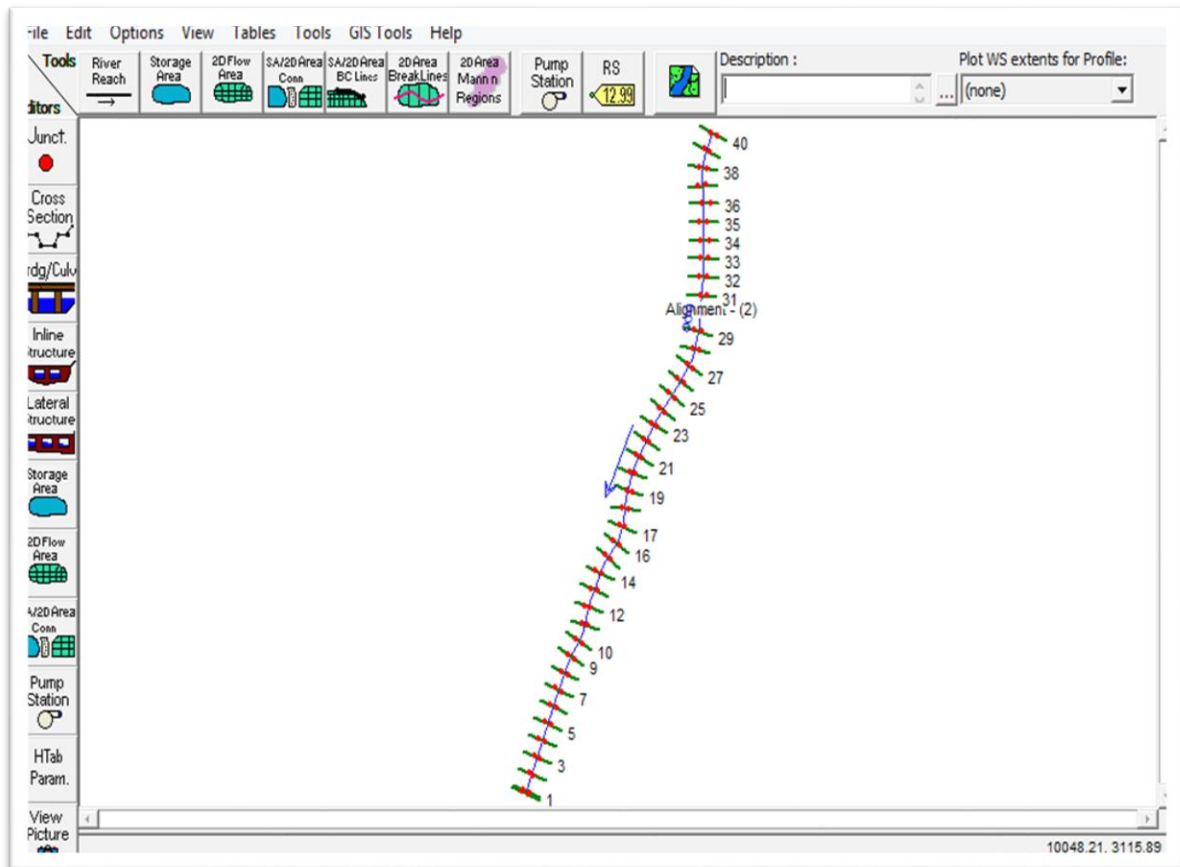


Figure IV.11. Les profils en travers des oueds de la zone de BIR NSA

2. Modélisation de l'écoulement :

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

Un débit en entrée.

Coefficient de Manning

Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

- **auteur 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.

3. Mise en marche de la simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique d'oued Reggada, les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement. Pour notre cas, on fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte, et on lance la simulation

IV.4.1.2. Résultat de la simulation

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

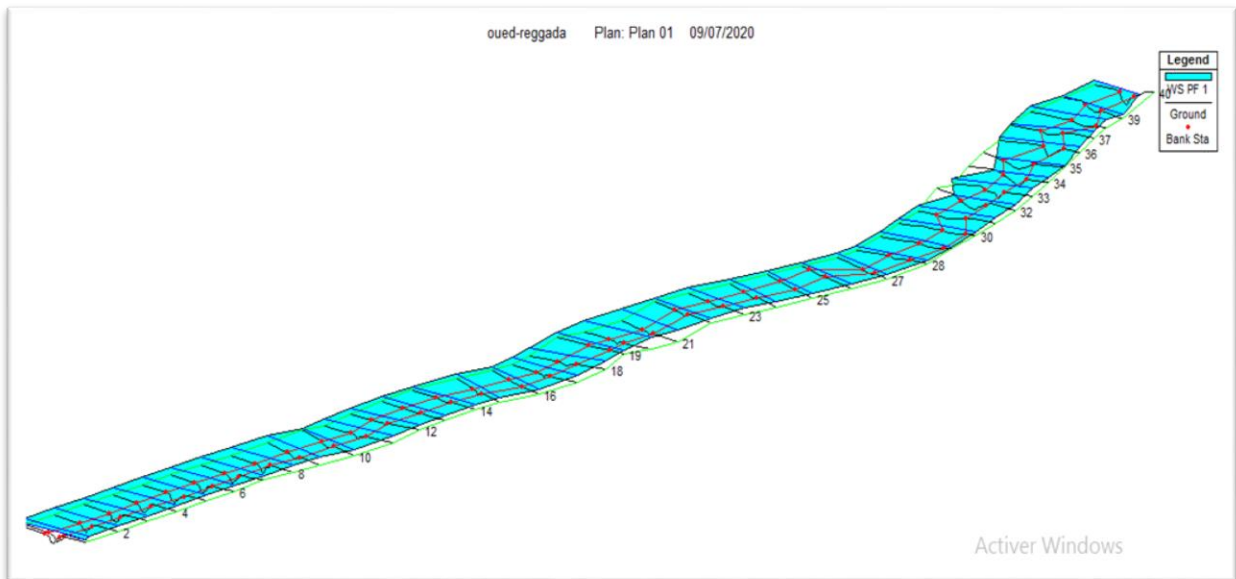


Figure IV.12. Vue en Plan en 3D d'Oued reggada, après la simulation.

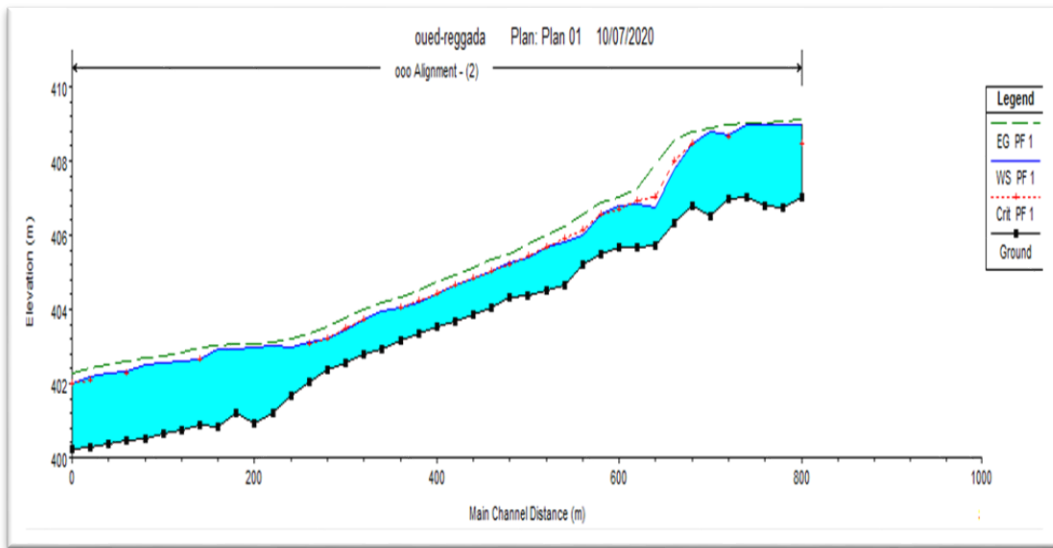
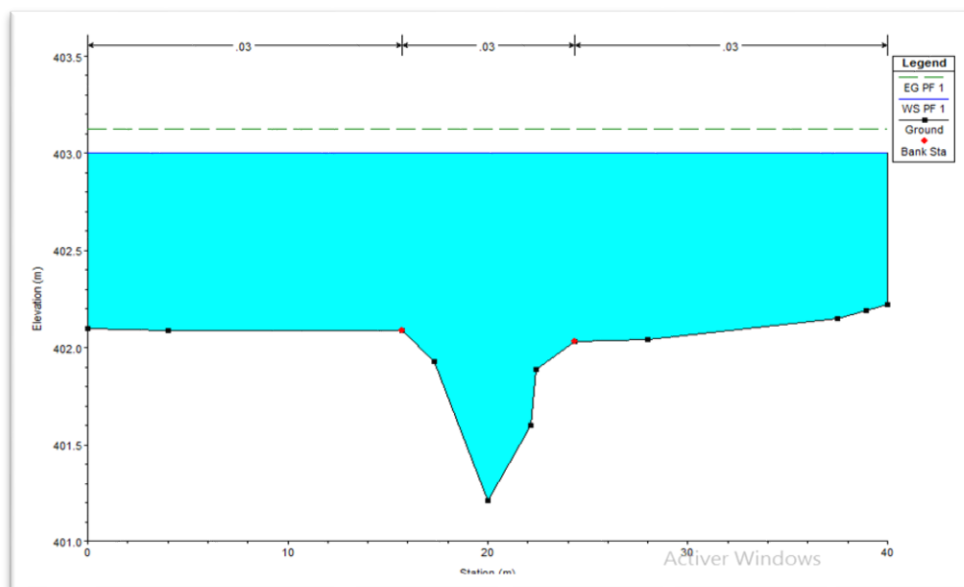
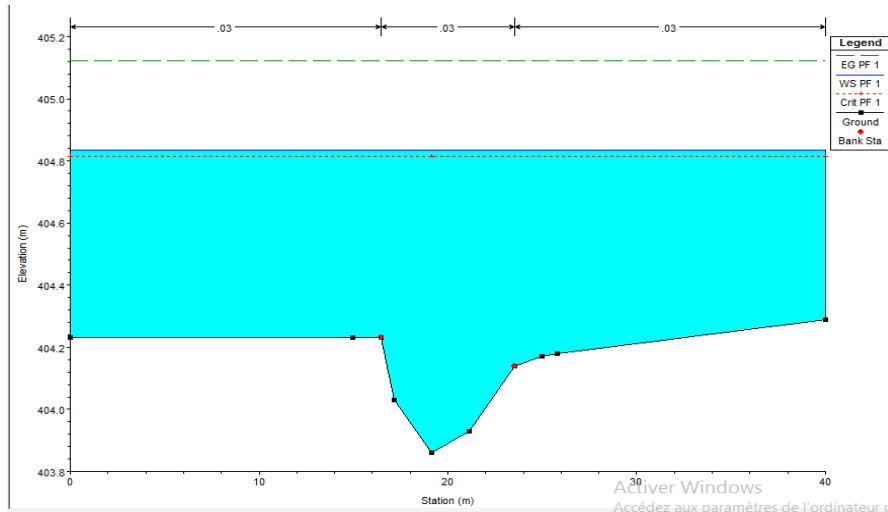


Figure IV.13. Profil en long d'Oued REGGADA, après la simulation

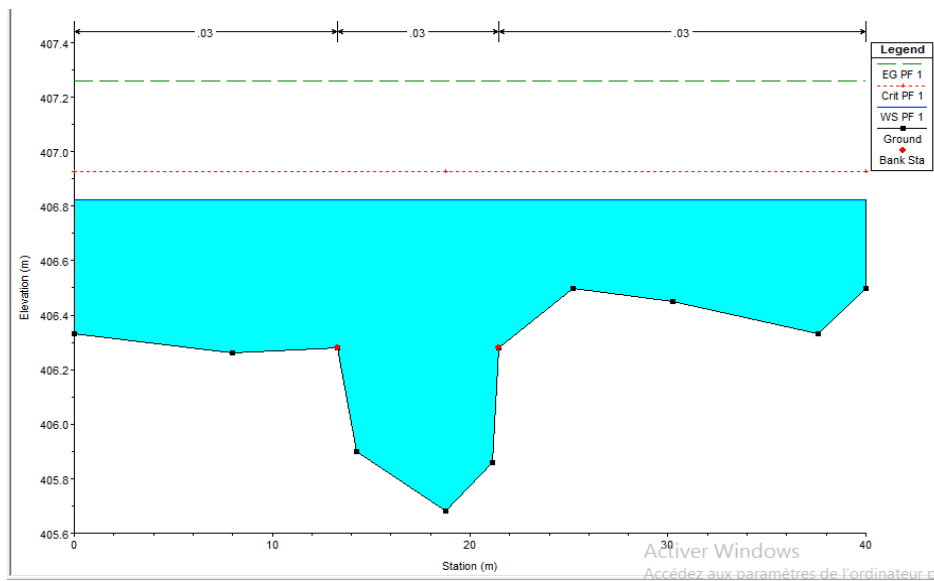
Les figures suivantes représentent quelques sections en travers de l'oued et les autres



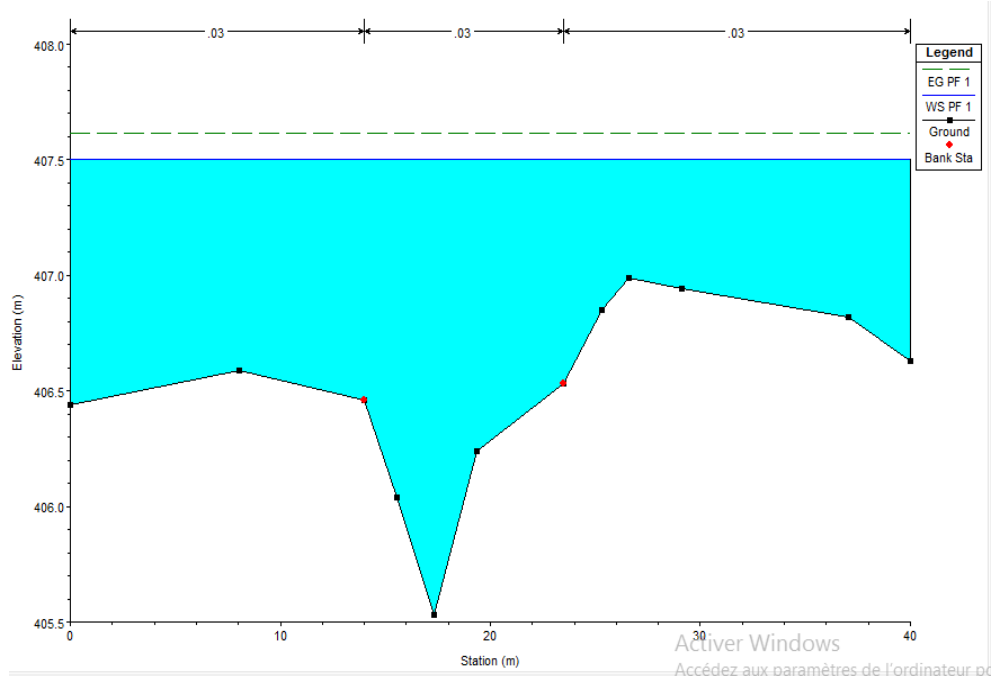
(a)



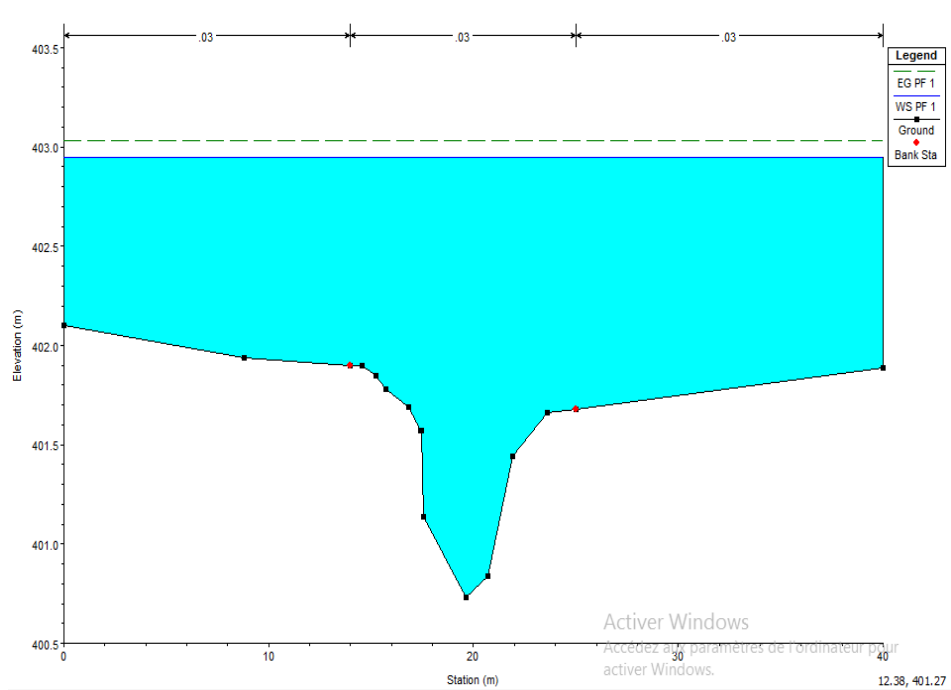
(b)



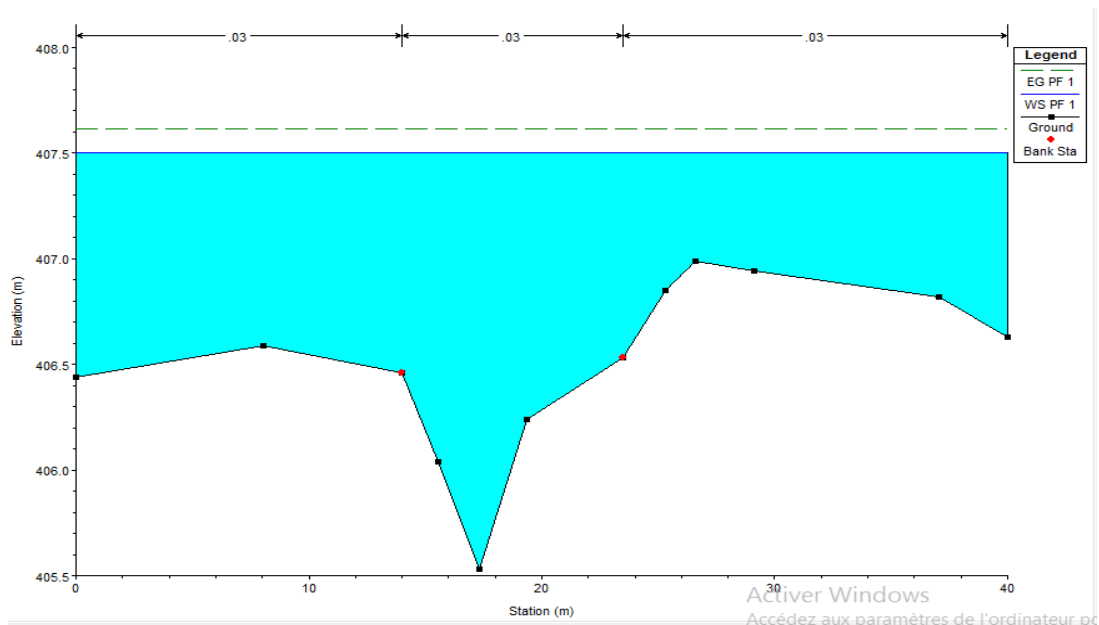
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure IV. 14 (a, b, c, d, e, f): Sections en travers du canal et résultats de simulation

❖ Interprétation

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

- La vitesse d'écoulement qui varie entre 2.63 et 5.78 m/s.
- La hauteur d'eau qui varie entre 1.2 et 4.2 m.
- La variation du régime d'écoulement le long de l'Oued, tel que les valeurs du nombre de Froude qui varient entre 0,45 et 2.05

IV.5. Les zones inondables

La simulation de l'état naturel du cours d'eau dans le cas de la crue centennale qui a été faite par le logiciel HEC-RAS s'impose dans le but de déterminer les points de débordement ou en générale la délimitation des zones inondables, afin d'envisager des solutions adéquates pour l'aménagement.

Dans cette partie nous avons basé sur les résultats de la simulation précédente avec utilisation de HEC-RAS



Figure IV.15. Représentation de zone inondable du Bir Nsa

Conclusion

La détermination des zones inondables par la modélisation hydraulique d'Oued REGGADA dans la zone de BIR NSA donne une idée claire pour les variantes optimales et méthode d'aménagement à être réalisés afin de protéger la vie, les biens matériels et les ouvrages urbanisme avoisinent.

CHAPITRE V :
Etudes des variantes
d'aménagement

CHAPITRE V : Etudes des variantes d'aménagement

Introduction

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les dysfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

V.1. Principe d'aménagement

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

V.1.1.1. 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 pour diminuer la rugosité et accroître la débitance.

V.1.1.2. 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 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 occupés par les 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. Les formules de dimensionnement des canaux :

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

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

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

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

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_M} \quad (V.2)$$

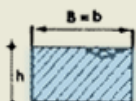
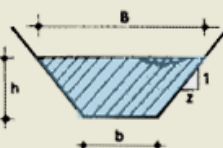
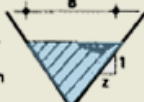
Section transversale du canal	Superficie de la section transversale A (m ²)	Périmètre mouillé P (m)	Rayon hydraulique R = (2) ÷ (3) (m)	Largeur à la surface de l'eau B (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	bh	b + 2h	$\frac{bh}{b + 2h}$	b
	(b + zh) h	b + 2h $\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b + zh) h}{b + 2h \sqrt{1+z^2}}$	b + 2zh
	zh ²	2h $\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zh}{2 \sqrt{1+z^2}}$	2zh

Figure V.1. Géométrie de sections immergées dans un canal

V.1.3. Choix des paramètres de dimensionnement :

V.1.3.1. La pente du projet :

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

V.1.3.2. Le coefficient de rugosité :

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

Tableau V.1. : Coefficient de rugosité.

Caractéristiques du lit ou du Revêtement	Valeur de la rugosité n
Canal avec revêtement en béton	0.013
Canal en terre	0.022
Canal en pierre	0.025
Canal en Gabion	0.030

V.1.3.3. 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. Les valeurs de vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolidés sont données dans le tableau que trouve dans l'annexe (Deggoute gerard,2012)

Tableau V.2. Vitesse moyenne limite d'érosion pour les lits consolident.

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

V.1.3.4. 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, on opte une pour une revanche de 0.5 m à 0.75m.

V.2. Etude des variantes :

D'abord on proposant le changement le tracé d'oued depuis le cours d'eau principale à nouveau parcours parce que plusieurs ouvrage du pôle urbain est construit sur le cours d'eau .



Figure V.2. L'ancien chemin d'oued REGGADA

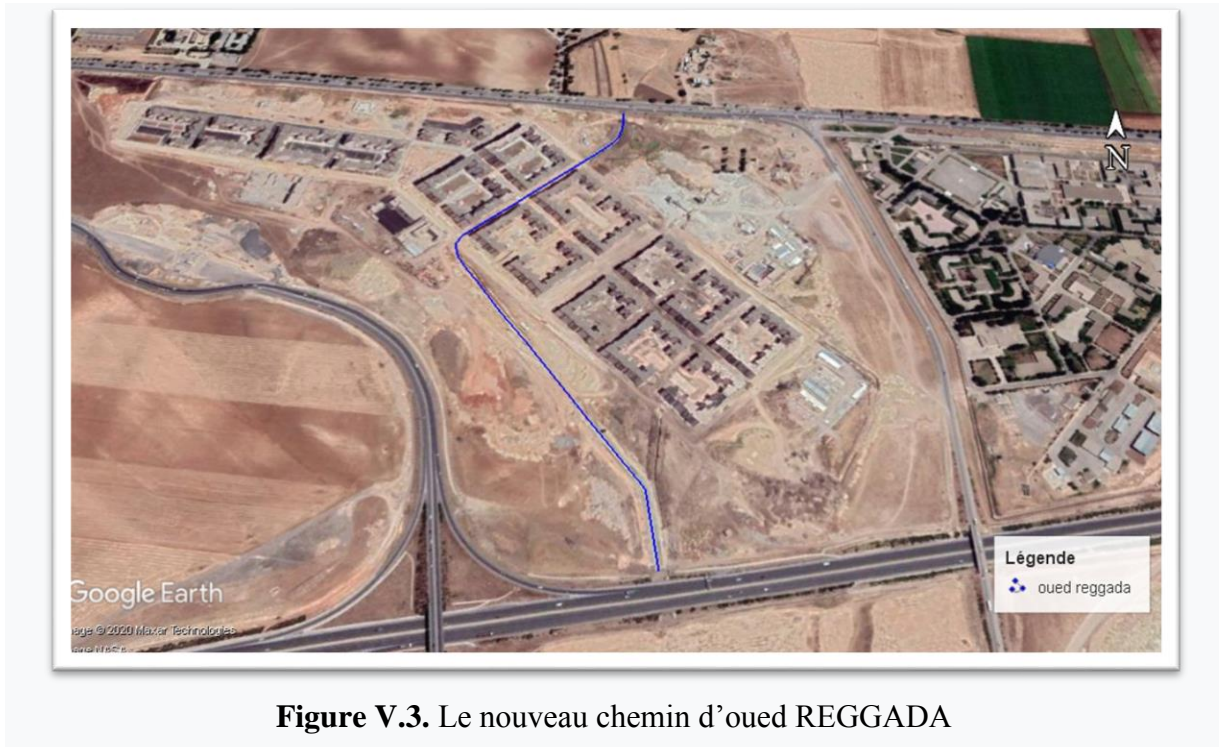


Figure V.3. Le nouveau chemin d'oued REGGADA

Variante I :

- ❖ Les variantes proposées pour l'aménagement des oueds sont :
 - Un canal fermé rectangulaire sous forme de galerie en béton armé.
 - Un canal mixte (un canal en galerie rectangulaire et trapézoïdal).

V.2.1. Première variante : Canal de forme rectangulaire fermée en béton

La forme **rectangulaire fermée** a été choisie Pour le protéger contre les rejets public (poubelle, décharge industriel...), protège les habitants surtout les enfants de tomber, et parce que pas de difficulté dans la réalisation par rapport aux canaux trapézoïdales

V.2.1.1. Dimensionnement

Les dimensions des galeries en béton armés d'oued sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Dimensions de l'aménagement (galerie en béton armé)

Tronçon	Longueur (m)	Pente projet (%)	Largeur du fon b (m)	Hauteur du canal h (m)
1	180	0.37	12	3
2	180	0.42	12	3
3	240	0.6	12	3
4	420	0.82	12	2.5

V.2.1.2. Les paramètres d'écoulement

Nous présentons les sections de chaque tronçon dans le tableau suivant après la simulation avec le logiciel HEC RAS:

Tableau V.4. Paramètres d'écoulement de la variante galerie en béton armé.

Tronçon	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m ²)	Périmètre mouillé (m)	Remarque
1	259.2	7.22	2.88	1.34	35.85	17.97	Régime torrentiel
2	259.2	7.55	2.86	1.42	34.32	17.72	Régime torrentiel
3	259.2	8.5	2.53	1.71	30.37	17.06	Régime torrentiel
4	259.2	9.48	2.27	1.98	27.32	16.55	Régime torrentiel

Les sections en traves des différentes profiles sont représentés dans les figures suivantes :

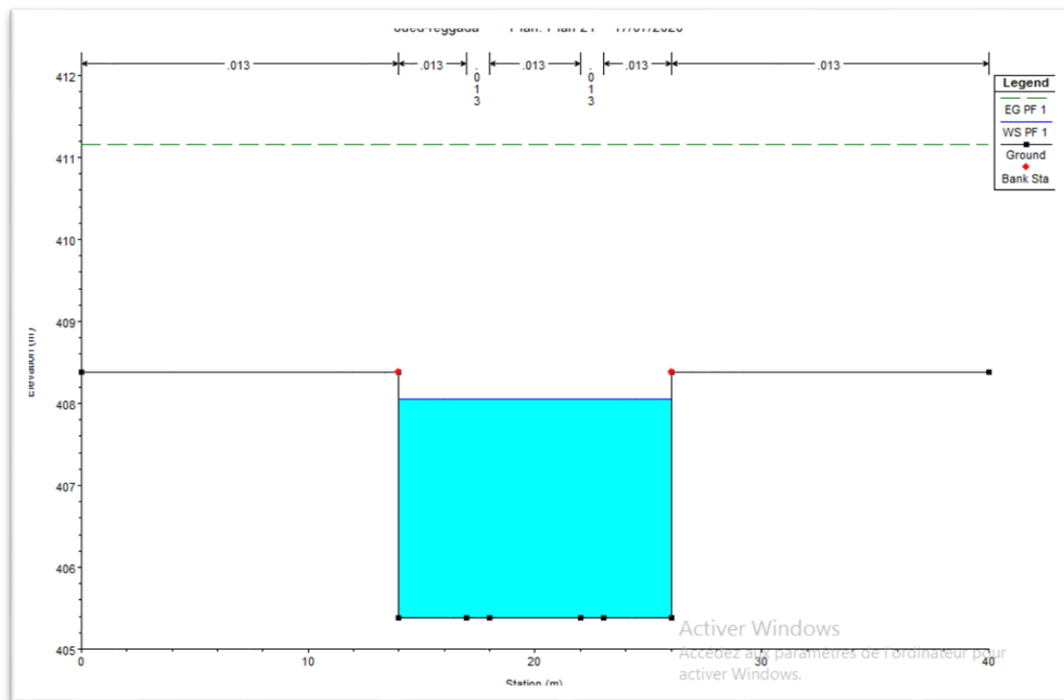


Figure V.4. Section du profil (tronçon 1,2,3)

Avec :

b : base du canal 12m. h : hauteur du canal 2m.

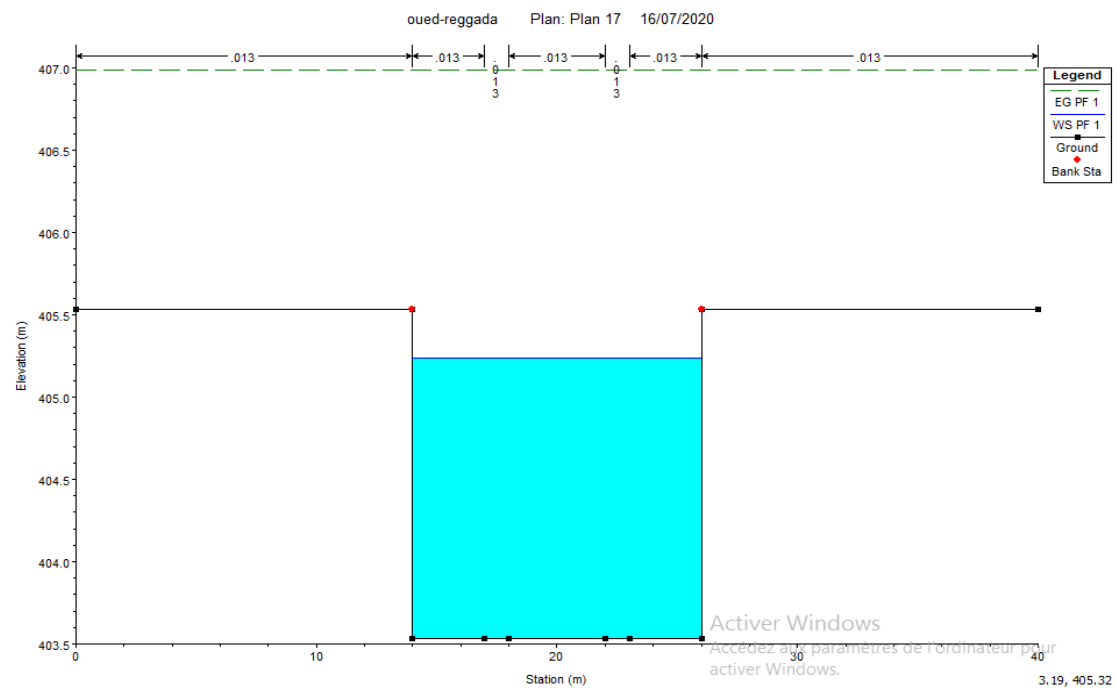


Figure V.5. Section du profil (tronçon 4)

Avec :

b : base du canal 12 m. h : hauteur du canal 2.5 m.

V.2.1.3. 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.5. Devis de la variante (galerie en béton armé)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant. 1000 .(DA)
Déblai	m ³	34200	350	11970
Remblai	m ³	0	200	0
Béton de propreté	m ³	51	6000	306
Béton armé	m ³	3019	32000	126798
Total				139074

V.2.2. Un canal mixte (galerie rectangulaire et trapézoïdal)

La forme trapézoïdale est choisie car elle représente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit d'eau, le champ d'écoulement est maximal, et parce qu'il présente un profil plus stable.

V.2.2.1. Dimensionnement

Les dimensions des galeries et canal trapézoïdal en béton armés d'oued sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Dimensions de l'aménagement (canal mixte)

Tronçon	Longueur (m)	Pente projet(%)	Largeur du fon b (m)	Fruit talus m	Hauteur du canal h (m)	Type section
1	180	0.37	12	/	3	Galerie Béton
2	180	0.42	12	/	3	Galerie Béton
3	240	0.6	12	1	2.5	Trapèze Béton
4	420	0.82	12	1	2	Trapèze Béton

V.2.2.2. Les paramètre d'écoulement

Nous présentons les sections de chaque tronçon dans le tableau suivant après la simulation avec le logiciel HEC RAS:

Tableau V.7. Paramètres d'écoulement (canal mixte)

Tronçon	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillé (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Remarque
1	259.2	7.22	2.88	1.34	35.85	17.97	Régime torrentiel
2	259.2	7.55	2.86	1.42	34.32	17.72	Régime torrentiel
3	259.2	8.31	2.19	1.92	31.17	16.39	Régime torrentiel
4	259.2	9.24	1.86	2.02	28.04	16	Régime torrentiel

Les sections en traves des déférentes profiles sont représentés dans les figures suivantes :

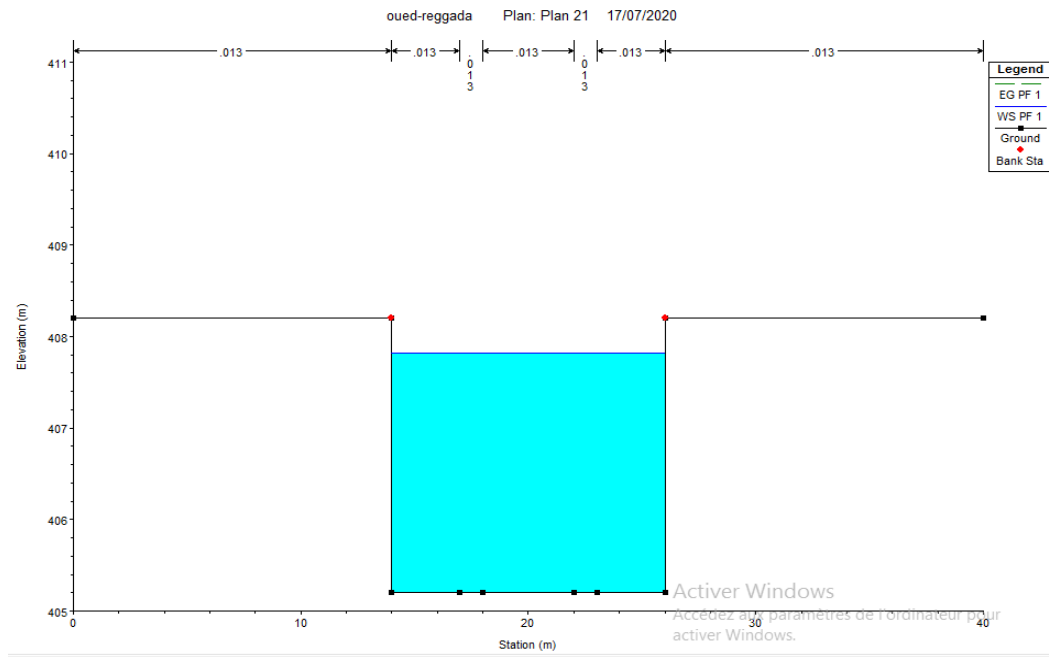


Figure V.6. Section du profil (tronçon 1,2)

Avec :

b : base du canal 12m.

h : hauteur du canal 3m.

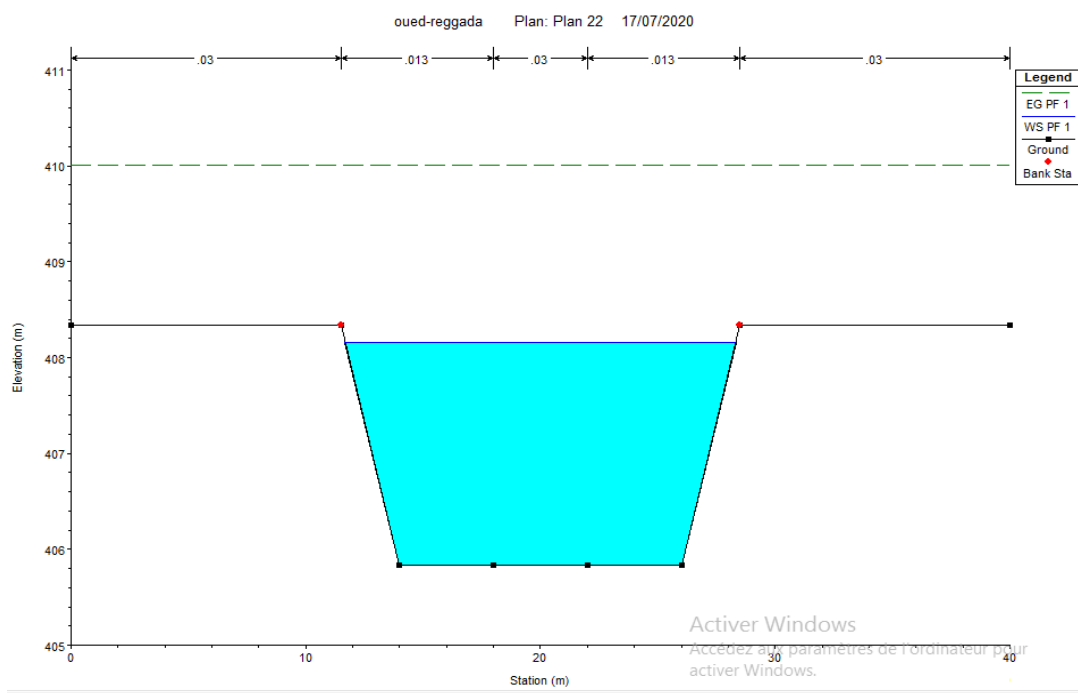


Figure V.7. Section du profil (tronçon3)

Avec :

b : base du trapèze 12m. h : hauteur du trapèze 2.5m. m : fruit de talus 1.

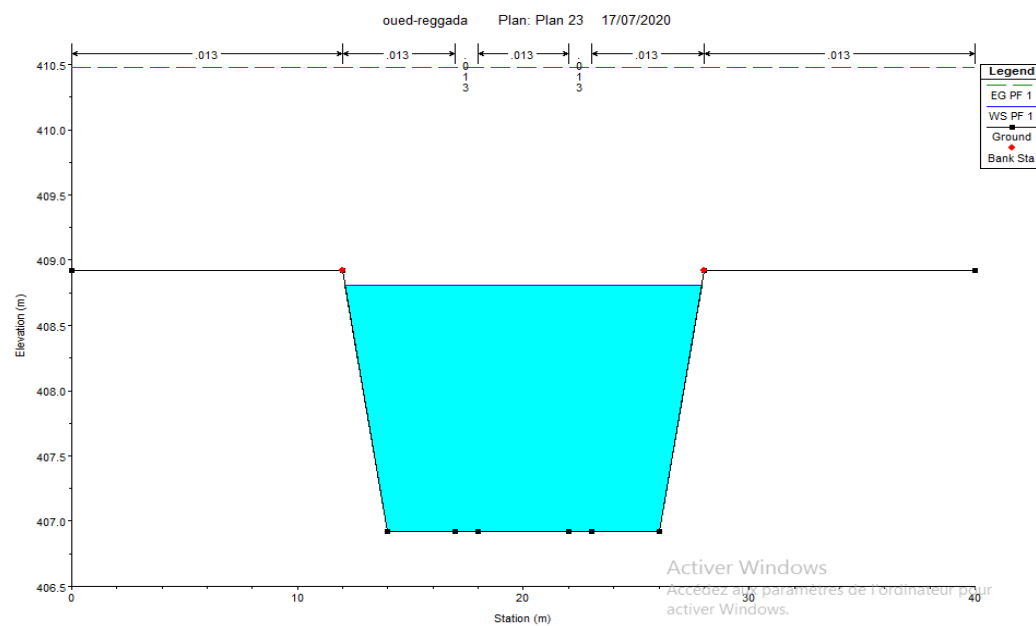


Figure V.8. Section du profil(tronçon4)

Avec :

b : base du trapèze 12m. h : hauteur du trapèze 2m. m : fruit de talus 1.

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.8. Devis de la variante (canal mixte)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant 1000.(DA)
Déblai	m ³	32280	350	11298
Remblai	m ³	0	200	0
Béton de propreté	m ³	813	6000	4878
Béton armé	m ³	2385	32000	100170
Total				116346

Variante II (retenue d'écrêtement) :**Introduction**

La protection contre les crues est un problème associé aux hauteurs d'eau élevées, selon les circonstances, aux vitesses d'écoulement élevées. Le dimensionnement des ouvrages de protection contre les crues se base généralement sur la hauteur d'eau plutôt que sur les aspects liés à l'érosion. L'onde de crue qui descend la rivière a besoin d'espace pour s'étendre, ce qui entraîne une élévation de la hauteur d'eau, donc l'inondation des terrains adjacents. Il est alors nécessaire de mettre en œuvre différentes mesures de protection contre les crues, en utilisant éventuellement de l'enrochement comme matériau de base. Ainsi, il est possible de construire des digues de protection contre les crues ou des talus le long du bras de rivière et notamment dans la plaine inondable.

Le but de cette variante est de traiter la projection d'une retenue d'écrêtement à l'amont pour la diminution du débit de pointe et la protection du pôle urbain de BIR NSA contre les inondations.

V.3.1 Dimensionnement d'ouvrage de protection.**V.3.1.1 Axe de la digue de retenue**

Pour le choix d'un axe de la digue, on s'efforce de réunir certaines conditions sur le site ; telles qu'il soit conféré au projet sécurité, économie et aisance dans l'exécution des travaux.

Les principales conditions de la faisabilité du site sont :

- La disponibilité des matériaux sur site.
- La nature des fondations
- La hauteur de l'ouvrage.
- La projection de l'axe tenir compte de l'implantation de la digue
- La longueur de la crête doit être la plus courte possible.

Le site se situe sur l'oued REGGADA et ses coordonnées au système UTM sont :

$$X = 723410 \text{ m.}$$

$$Y = 4009240 \text{ m}$$

$$Z = 1096 \text{ m}$$

La disponibilité des matériaux de construction de provenance locale, à proximité du site a permis de projeter un choix de digue, en tenant compte des paramètres techniques du

site notamment la topographie, la pédologie, géotechnique et la sismicité retenue collinaire en terre



Figure V.9. La retenue d'empêchement

Pour que la pole urbain de BIR NSA soit protégée il faut que la hauteur de la digue soit égale à $H = 6$ m. Côte du niveau normal CNN= 1096 (on a utilisé une carte topographique, Echelle 1/1000ème, On estime les surfaces susceptibles d'être inondées en fonction de la hauteur de la digue par le logiciel HEC-Ras) .

V.3.1.2. Laminage de crue

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

- **Méthode de Muskingum**

Elle se base sur l'équation de Saint-Venant qui est utilisable même pour un écoulement non permanent.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (V.3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Ou} \quad I - O = \frac{dS}{dt}$$

Avec :

I : Le débit entrant (m³/s).

O : Le débit sortant (m³/s)..

S : L'emmagasinement ou le stockage (m³).

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps t₁ et t₂ on a l'équation suivante :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) dt \quad (V.4)$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O \quad (V.05)$$

➤ Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir **b=15m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb \sqrt{H}^{3/2} \quad (V.6)$$

Pour b= 15m et m =0.49 : Q= 32.55 H^{3/2}

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

f(Qs) = (2S/Δt + Qs) et les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H(m)	Côte(mNGA)	A(km2)	S(Mm3)	O(m3/s)	2S/Δt+O
0.1	1102.1	3.35293	0.535293	1.372699822	297.38538
0.5	1102.5	3.39265	1.996325	11.51043793	1109.0726
1	1103	3.4423	3.7423	32.55643485	2079.0646
1.5	1103.5	3.49195	5.837925	59.80998992	3243.3083
2	1104	3.5416	7.6832	92.08350341	4268.47
2.5	1104.5	3.59125	9.378125	128.6906083	5210.1052
3	1105	3.6409	11.2227	169.1681978	6234.8803
3.5	1105.5	3.69055	13.416925	213.1762936	7453.9064
4	1106	3.7402	15.3608	260.4514788	8533.8501

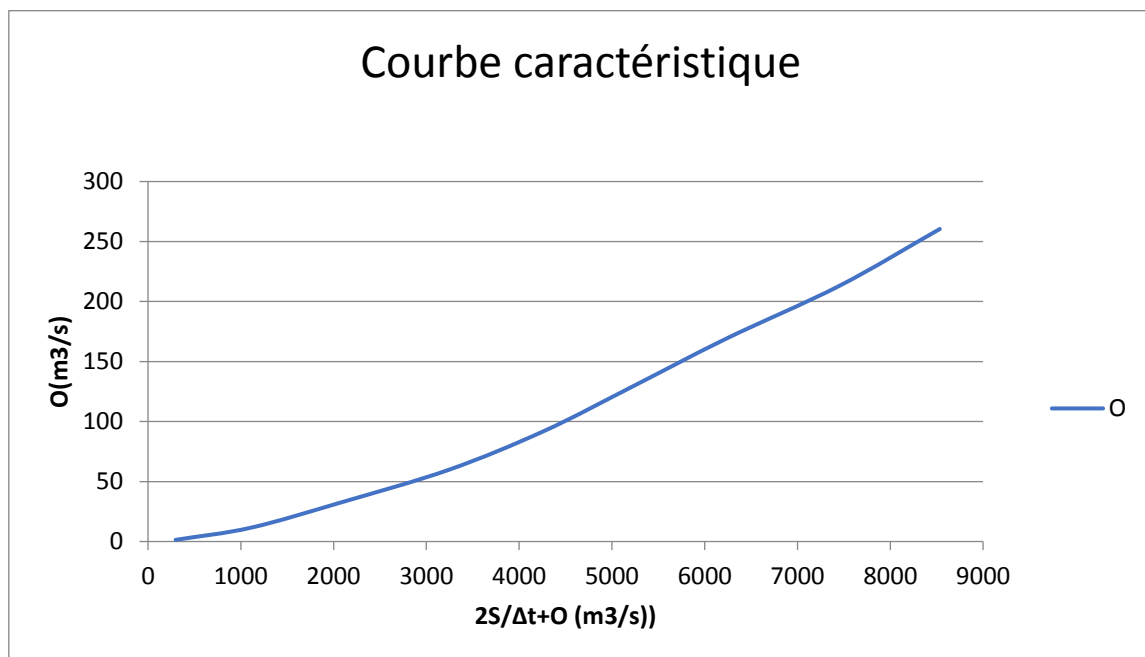


Figure V.10. Courbe caractéristique du retenus

Utilisons la courbe caractéristique du retenus et l'équation

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O$$

On détermine l'hydrogramme laminée

Tableau V.10. Calcul de l'hydrogramme laminé.

T	I1+I2	2S/Δt+O	2S/Δt+O-2O	O
0	/	/	0	0.00
0.15	41.326	41.3	41.2	0.1
0.3	107.449	148.6	147.7	0.5
0.45	206.633	354.3	350.5	1.9
0.6	338.878	689.3	678.5	5.4
0.75	441.735	1120.2	1097.1	11.6
0.8	494.302	1591.4	1551.3	20.0
0.84	496.812	2048.1	1988.7	29.7
0.9	426.569	2415.2	2338.3	38.4
1.05	336.4	2674.7	2584.5	45.1
1.2	259.947	2844.5	2745.2	49.6
1.35	196.077	2941.3	2836.7	52.3
1.5	143.655	2980.3	2873.5	53.4
1.65	101.548	2975.1	2868.6	53.2
1.8	68.623	2937.2	2832.8	52.2
1.95	43.746	2876.6	2775.5	50.5
2.1	25.783	2801.3	2704.4	48.5
2.25	13.601	2718.0	2625.5	46.2
2.4	6.067	2631.6	2543.7	44.0
2.55	2.047	2545.7	2462.2	41.7
2.7	0.407	2462.6	2383.4	39.6
2.85	0.02	2383.4	2308.1	37.7
2.94	0	2308.1	2236.4	35.8

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

hydrogramme entrant				hydrogramme sortant				
			B =	15	20	30	40	50
T(h)	I	I1+I2	Hd =	3.7	2.9	2.36	2.07	1.78
0	0	0		0.0	0.0	0.0	0	0.00
0.15	8.265	8.265		0.0	0.1	0.1	0.2	0.2
0.3	33.061	41.326		0.4	0.6	1.0	1.3	1.4
0.45	74.388	107.449		1.5	2.4	3.8	5.2	5.5
0.6	132.245	206.633		4.3	6.7	10.7	14.8	15.7
0.75	206.633	338.878		9.6	14.1	22.7	31.1	33.3
0.8	235.102	441.735		17.0	24.0	38.6	52.7	56.3
0.84	259.2	494.302		25.8	35.3	56.1	75.5	80.6
0.9	237.612	496.812		33.9	45.2	70.6	93.4	99.1
1.05	188.957	426.569		40.2	52.5	80.3	103.6	109.3
1.2	147.443	336.4		44.7	57.3	85.4	107.3	112.5
1.35	112.504	259.947		47.4	59.9	86.7	106.0	110.3
1.5	83.573	196.077		48.7	60.6	85.1	101.2	104.5
1.65	60.082	143.655		48.8	60.0	81.6	94.3	96.7
1.8	41.466	101.548		48.0	58.4	76.9	86.4	87.9
1.95	27.157	68.623		46.7	56.1	71.5	78.1	78.9
2.1	16.589	43.746		44.9	53.4	65.9	70.0	70.3
2.25	9.194	25.783		43.0	50.6	60.4	62.6	62.3
2.4	4.407	13.601		41.1	47.7	55.3	55.8	55.2
2.55	1.66	6.067		39.1	45.0	50.5	49.8	49.0
2.7	0.387	2.047		37.3	42.4	46.3	44.6	43.7
2.85	0.02	0.407		35.5	40.0	42.5	40.1	39.1
2.94	0	0.02		39.3	38.8	38.2	36.2	35.1

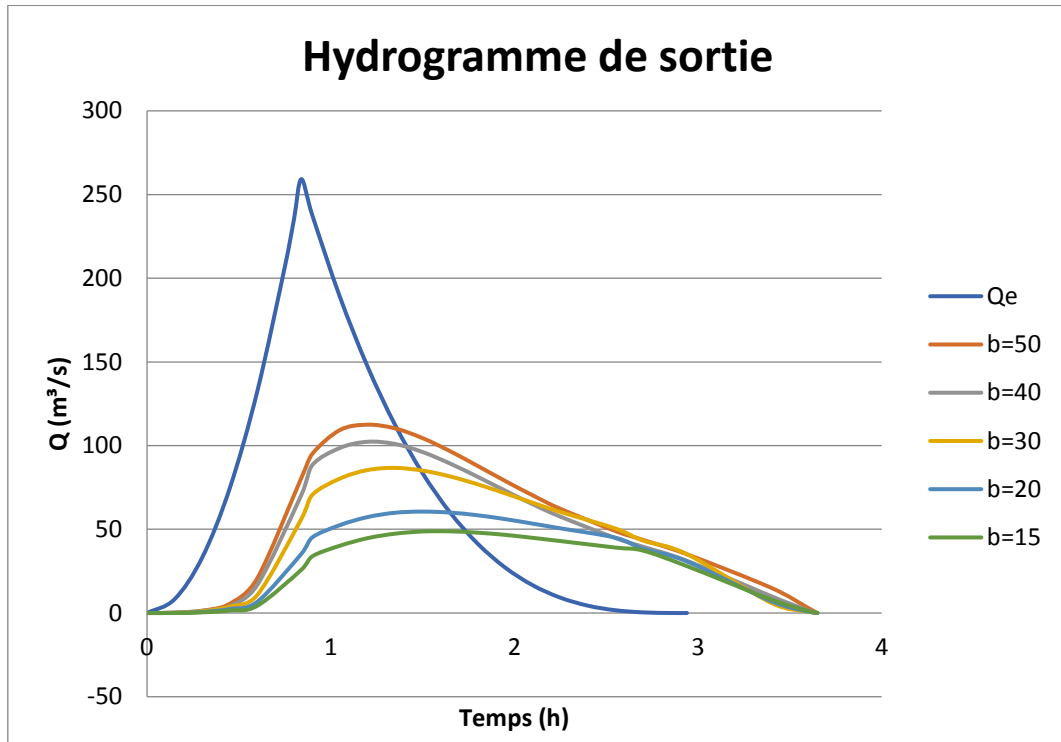


Figure V.11. Hydrogrammes de sorties

Nous prenons pour cette retenue la largeur $B = 20$ m avec la charge déversant $H = 2.9$ et débit laminé $q = 60.8 \text{ m}^3/s$ parce que on a une pont de la route national N°5 on amont la pole urbain qui laissé passer une débit maximale égale $70 \text{ m}^3/s$.

V.3.1.3 Volume de la digue

. En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour afin de déterminer son coût,

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad (V.8).$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (V.9).$$

Avec :

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \quad (\text{V.10}).$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \quad (\text{V.11}).$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i , donnée par :

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + h_{\text{dév}} + t \quad (\text{V.12}).$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

$h_{\text{dév}}$: hauteur déversant

V.3.1.3.1 Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du retenue et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

➤ Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{V.13}).$$

$$H = 0.75 + 0.34 \times \sqrt{F} - 0.26 \times \sqrt[4]{F} \quad (\text{V. 14})$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km. [$F = 2\text{km}$].

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75.H + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{V. 15})$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \quad (\text{V. 16})$$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (\text{V. 17})$$

Tableau V.12. les résultats du calcul de revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.96	0.9	0.76
Mallet-paquant	1.022	0.9	0.81
Simplifiée	/	/	1.32

Alors : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=0.81m**

V.3.1.3.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \quad (\text{V. 18})$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \quad (\text{V. 19})$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,5 m.

V.3.1.3.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- ✓ Formule T.KNAPPEN $b=1,65Hb^{0.5}$ (V.20)
- ✓ Formule E.F.PREECE $b=1,1Hb^{0.5}+1$ (V.21)
- ✓ Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H^{1/3}-3$ (V.22)
- ✓ Formule pratique $b=5/3 Hb$ (V.23)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (V. 24)$$

$$H_b = 10.24$$

Tableau V.13. les résultats du calcul la Largeur en crête

Formule	b (m)
T.KNAPPEN	5.28
E.F.PREECE	4.52
SIMPLIFIEE	4.82
Pratique	5.33

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.8 et 2,2. Donc le volume de la digue de la retenue est égal : $V = 90320 \text{ m}^3$

V3.1.4. Le Déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

- **Quadrant aval**

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0.49 \times \left(\frac{X}{H}\right)^{1.85} \quad (\text{V.25}).$$

Tableau V.14. Coordonnées du quadrant aval de déversoir.

X/H	Y/H	Y'/H
0.000	0.365	-2.410
0.290	0.104	-2.329
0.580	0.020	-2.239
0.870	0.000	-2.146
1.160	0.020	-2.036
1.740	0.174	-1.798
2.320	0.426	-1.482
2.900	0.742	-1.102
3.480	1.140	-0.635
4.060	1.639	-0.087
4.930	2.532	0.885
5.800	3.582	2.010
7.250	5.684	4.350
8.700	8.190	7.250
10.150	11.072	10.614

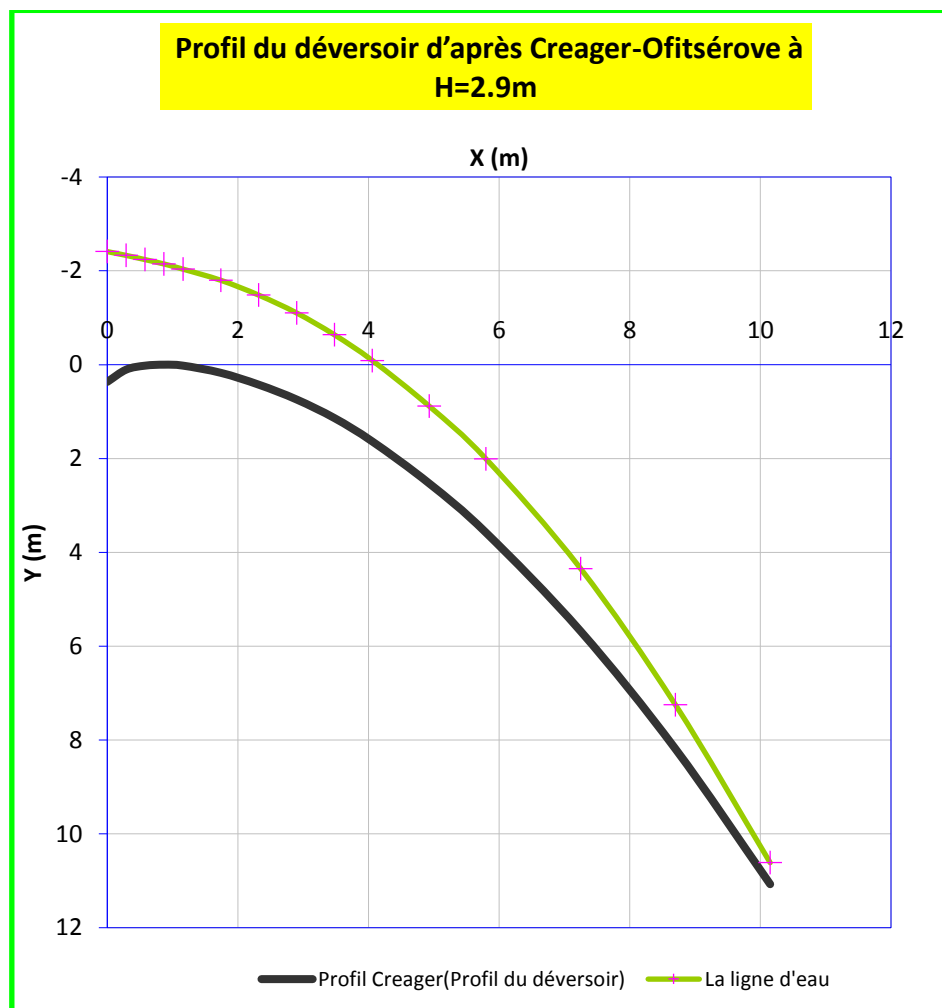


Figure V.12. Profil déversoir type Creager (H= 3m).

V3.1.5. Bassin de Dissipation:

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude comme le montre le tableau suivant :

Tableau V.15. Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude

Fourchette de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	ressaut faible de petites apparitions en surface.
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	ressaut oscillant.
$4.5 \leq Fr \leq 9$	ressaut stable (stationnaire).
$Fr \geq 9$	ressaut fort (écoulement très turbulent).

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{(8Fr^2 + 1)} - 1 \quad (\text{V.26})$$

Où :

Y1 : Hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du ressaut (m).

Y2 : Hauteur d'écoulement de l'eau après le ressaut (conjugée d'Y1)

Fr : Nombre de Froude.

1) Calcul de la profondeur contactée Y1

$$Y_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - Y_1)}} \quad (\text{V.27})$$

q = Débit unitaire (m³/s);

φ : Coefficient de vitesse qui dépend de la forme de déversoir, φ = 0.95

E₀ : Energie total en (m) sur le seuil du déversoir :

La détermination de Y1 se fait par itération successive, la valeur obtenue est de :

$$Y_1 = 0.2 \text{ m.}$$

On calcule la hauteur conjugée (Y2) par la formule suivante:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8Q^2}{gY_1^3}} - 1 \right) \quad (\text{V.28})$$

$$Y_2 = 2.98 \text{ m}$$

2) Calcul de la hauteur critique, elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{V.29})$$

hcr = 0,98m

La hauteur normale à l'aval de dissipateur d'énergie est égale à 0.8 m. Donc : $Y_2 > h_{Aval}$.

Donc, le ressaut est dénoyé alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensable.

V = 14.2 m/s ; F = 10.85.

Cas d'une conception d'un dissipateur de Type II ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 < 15$ m/s)

3) On détermine la longueur du dissipateur (LII)

$$L_n = Y_2 (1.62 + 0.1788 Fr_1 - 0.007 Fr_1^2) \quad (V.30)$$

On prend $L=9$ m pour plus de précaution

4) On calcule les dimensions des dents déflectrices: Hauteur : $Y_1 = 0.2$ m.

Épaisseur : $Y_1 = 0.2$.

Espace entre les dents = Y_1 .

Espace fractionnel = $0.5y_1 = 0.1$ m

5) On détermine les dimensions des blocs amortisseurs d'énergie (blocs chicane)

a. Calcul de h_3 avec l'expression suivante

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175 Fr_1) \quad (V.31)$$

$h_3 = 0.49$ m

b. Calcul des dimensions des blocs chicane: Hauteur = $h_3 = 0.49$

Épaisseur = $0.75 h_3 = 0.37$

Longueur = $1.2 h_3 = 0.58$ m

Épaisseur supérieure = $0.2 h_3 = 0.09$ m

Espace entre les blocs = $0.75 h_3 = 0.37$

Espace fractionnel = $0.375 h_3 = 0.18$ m

7) On calcule le nombre de blocs amortisseurs (n) : $n = \frac{b}{1.5h_3} = 26$

18) On calcule les dimensions du seuil terminal h_4

a) On calcule h_4 à partir de l'expression suivante

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063 Fr_1) = 0.32$$

b) On calcule les dimensions du seuil terminal

Hauteur, $h_4 = 0.32$ m

Épaisseur de la face supérieure du seuil, $0.04h_4 = 0.01$ m

Longueur, $2.04 h_4 = 0.7$ m

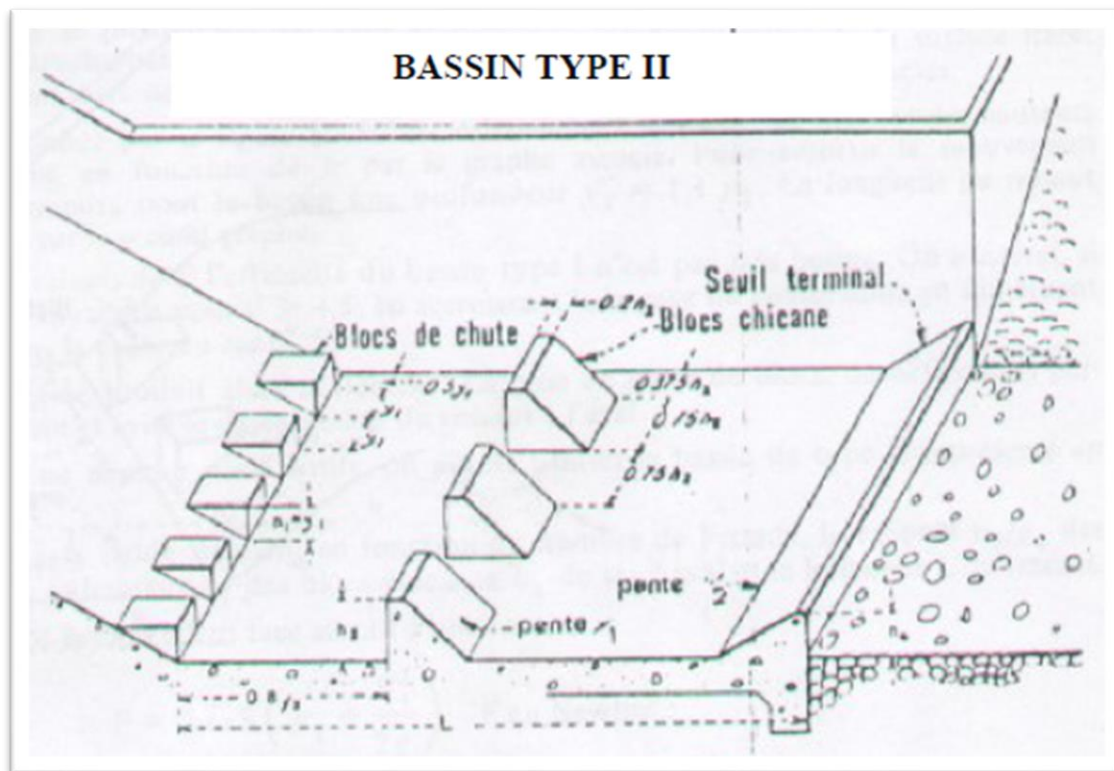


Figure V.13. Bassin de dissipation **Type II**

V.3.1.6. Estimation du coût de la retenue

Estimation du cout de la retenue collinaire oued Reggada est donnée dans le tableau V.16.

Cette évaluation a été établie sur la base des prix unitaires utilisés par des entreprises nationales, il faut noter que le devis comprend toutes les dépenses afférentes à une évaluation sommaire de cout des ouvrages correspondant à l'aménagement à savoir :

- digue
- Evacuateur de crues
- Prise s'eau et vidange de fond

Tableau V.16. Devis des différents travaux du retenue

Désignation	Quantité	Unité	Prix Unitaire	Montant 1000.DA
Décapage de la terre végétale	8600	m ³	350	3010,00
Excavation	10000	m ³	400	4000,00
Remblai	90000	m ³	500	45000,00
Enrochement	1700	m ³	2500	4250,00
Protection en pierres	1000	m ³	2000	2000,00
Transition	1700	m ³	2000	3400,00
Béton de propreté	100	m ³	8000	800,00
Béton armé	400	m ³	40000	16000,00
Conduite en acier Ø 300	51	ml	20000	1020,00
Equipement hydromécanique	/	FFT	700000	700,00
Totale				100.225,00
T.V.A (19%)				19.042,00
T.T.C				119.267,00

❖ Les variantes proposées pour l'aménagement de l'oued dans le cas de retenue :

- Un canal mixte (un canal en galerie rectangulaire et trapézoïdal)
- Un canal mixte (un canal en galerie rectangulaire et gabian).

V.3.2. Un canal mixte (galerie rectangulaire en béton et trapézoïdal)**V.3.2.1. Dimensionnement**

Les dimensions des canaux en béton armés (galerie fermé et trapézoïdal) de chaque tronçon de l'oued sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Dimensions de l'aménagement (canal en béton armé)

Tronçon	Longueur (m)	Pente projet(%)	Largeur du fon b (m)	Fruit talus m	Hauteur du canal h (m)	Type section
1	180	0.37	6	/	2	Galerie Béton
2	180	0.42	6	/	2	Galerie Béton
3	240	0.6	5	1	2	Trapèze Béton
4	420	0.82	5	1	1.5	Trapèze Béton

V.3.2.2. Les paramètres d'écoulement

Nous présentons les sections de chaque tronçon après la simulation avec le logiciel HEC RAS dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Paramètres d'écoulement.

Tronçon	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m ²)	Périmètre mouillé (m)	Remarque
1	60.8	5.1	1.95	1.16	11.74	9.91	Régime torrentiel
2	60.8	5.34	1.87	1.24	11.22	9.74	Régime torrentiel
3	60.8	6.08	1.63	1.74	9.99	9.32	Régime torrentiel
4	60.8	6.79	1.39	2.02	8.95	8.95	Régime torrentiel

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

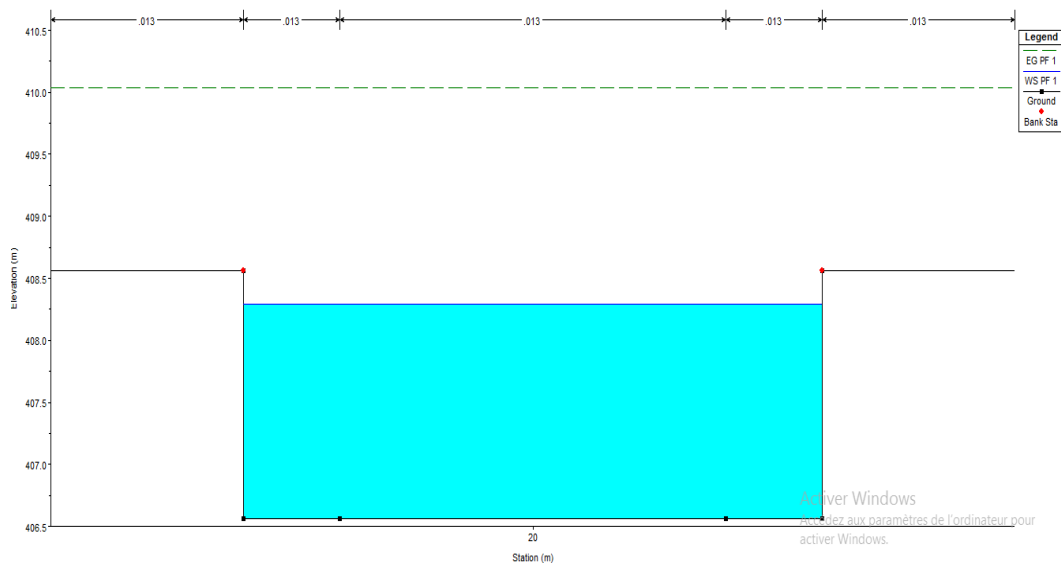


Figure V.14. Section du profil (tronçon 1,2)

Avec :

b : base du canal 6m. h : hauteur du canal 2m.

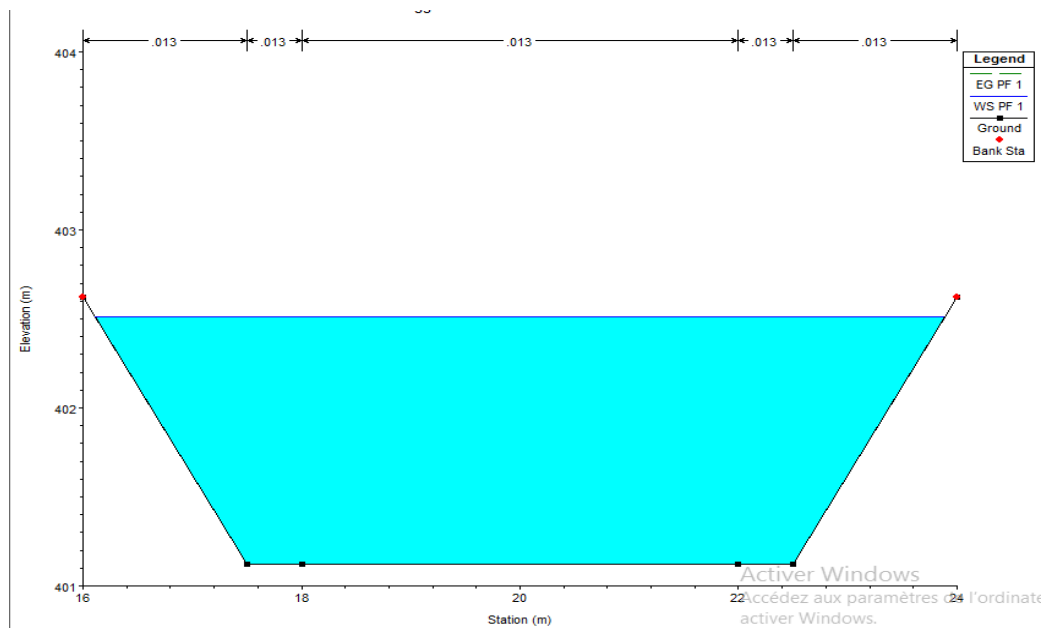


Figure V.15. Section du profil (tronçon 3)

Avec :

b : base du trapèze 6m. h : hauteur du trapèze 2m. m : fruit de talus 1.

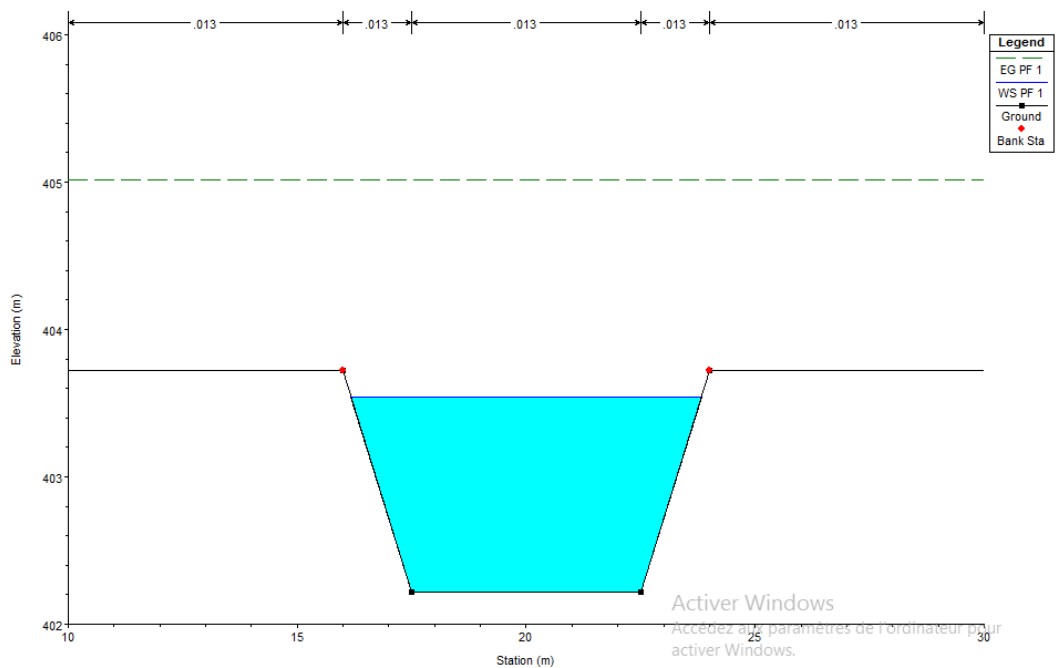


Figure V.16. Section du profil (tronçon 4)

Avec :

b : base du trapèze 6 m. h : hauteur du trapèze 1.5m. m : fruit de talus 1.

V.3.2.3. 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.19. Devis de la variante (canal en béton armé)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant 1000.(DA)
Déblai	m3	17130	350	5995
Remblai	m3	0	200	0
Béton de propreté	m3	360	6000	2160
Béton armé	m3	1890	32000	60480
Total				68635

V.3.3.1. Canal mixte Gabion et galerie fermé en 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 courant sont $2 * 1 * 1$ m et $2 * 1 * 0.5$ 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.

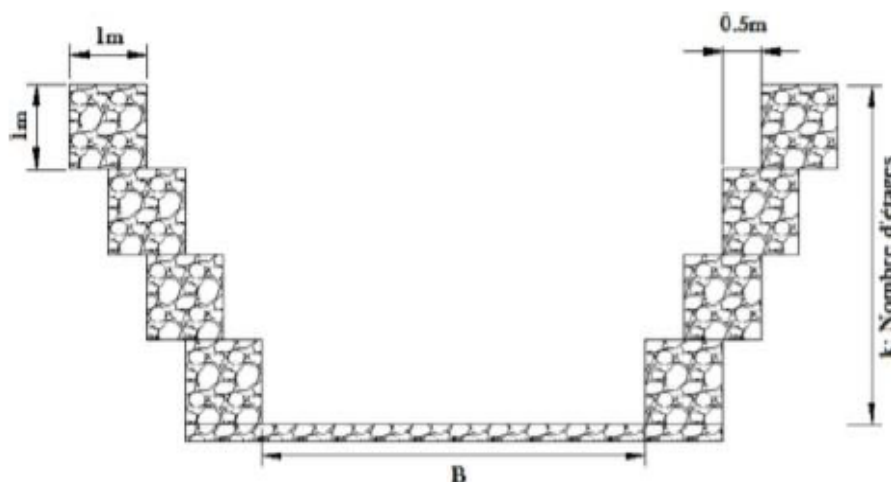


Figure V. 17. Coupe en travers d'un canal en gabion

V.3.3.2. Dimensionnement

Les dimensions des sections de chaque tronçon de l'oued aménagé sont résumées dans le tableau ci- dessous :

Tableau V.20. Dimensions de l'aménagement (gabion)

Tronçon	Longueur (m)	Pente projet(%)	Largeur du fon b (m)	Fruit talus m	Hauteur du canal h (m)	Type section
1	180	0.37	6	/	2	Galerie Béton
2	180	0.42	6	/	2	Galerie Béton
3	240	0.6	8	1	2	Gabion
4	420	0.82	8	1	2	Gabion

V.3.3.3. Les paramètres d'écoulement

Nous présentons les sections de chaque tronçon dans le tableau suivant après la simulation avec le logiciel HEC RAS:

Tableau V.21. Paramètres d'écoulement

Tronçon	Débit Q (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Tiran d'eau h (m)	Froude	Section mouillée(m ²)	Périmètre mouillé (m)	Remarque
1	60.8	5.1	1.95	1.16	11.74	9.91	Régime torrentiel
2	60.8	5.34	1.87	1.24	11.22	9.74	Régime torrentiel
3	60.8	3.33	2.00	0.72	18.16	12.77	Régime torrentiel
4	60.8	3.7	1.91	0.85	16.31	12.33	Régime torrentiel

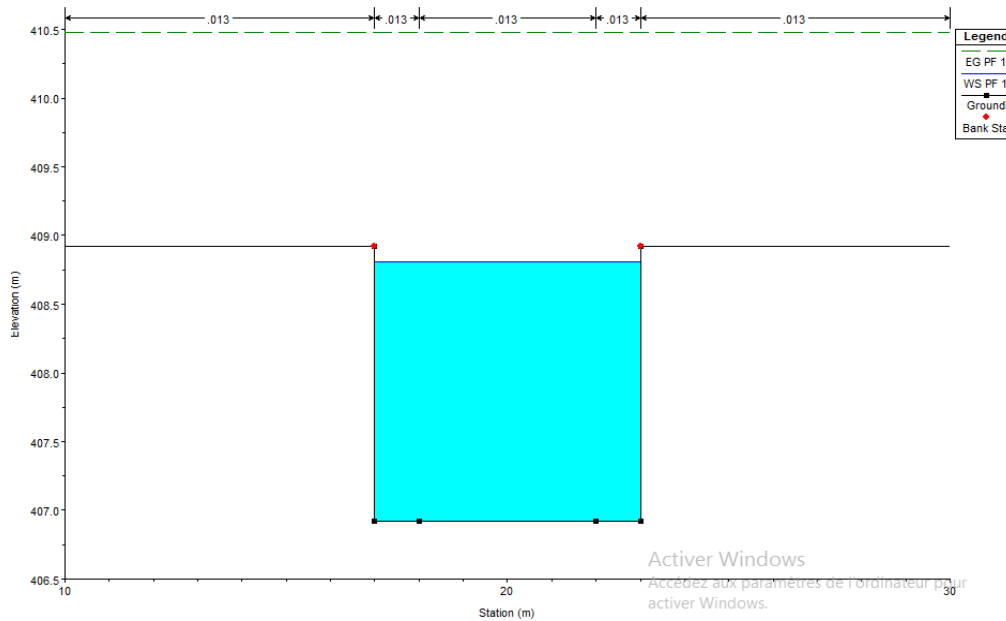


Figure V.18. Section en travers (tronçon 1,2)

Avec : b : base du canal 6m. h : hauteur du canal 2m.

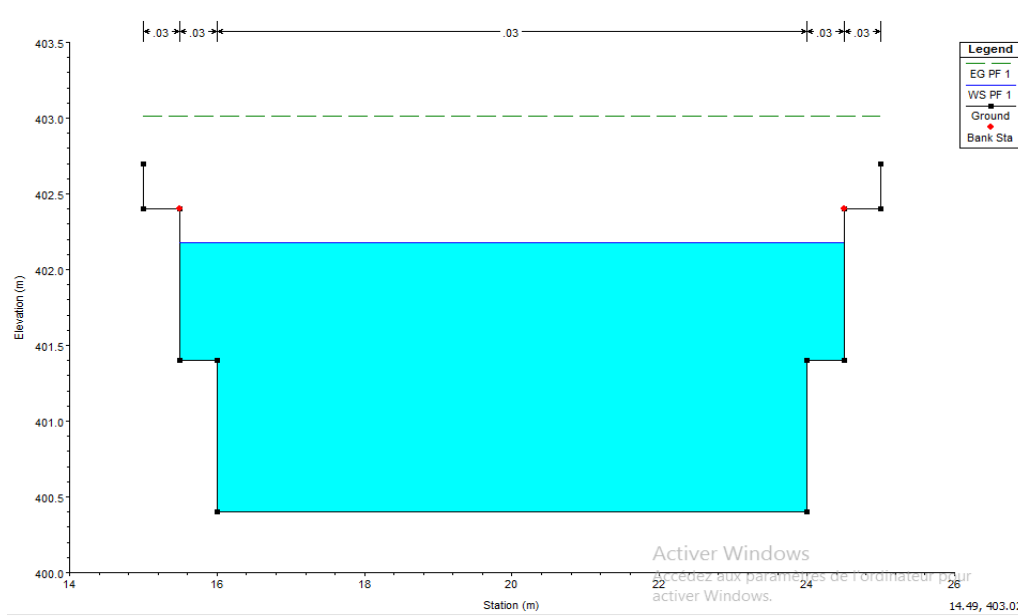


Figure V.19. Section en travers (tronçon 3,4)

Avec :
b : base du gabion 8 m. h : hauteur du gabion 2m

V.3.3.4. 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.22. Devis de la variante (gabion)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant 1000.(DA)
Déblai	m ³	15880	350	7208
Remblai	m ³	0	200	0
Béton de Propreté	m ³	18	6000	108
Béton armé	m ³	648	32000	26216
Gabion	m ³	3640	4500	17880
Total				52412

V.4. Choix de la variante d'aménagement

V.4.1. Critères d'évaluation :

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

- Efficacité hydraulique : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- Difficultés de réalisation : correspond au degré de difficulté de la réalisation technique.
- Enjeux environnementaux : ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole,) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- Durabilité : correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- Entretien : correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- Coût : correspond à l'appréciation du coût de construction.

V.4.2. La variante choisit

Suite à l'examen sommaire de la future retenue collinaire sur Oued Reggada dans la commune de Sétif, objet de la reconnaissance de terrain et examens des conditions géologiques, hydrologiques, topographiques et techniques sommaires d'une part et d'autres part la spécificité de cet ouvrage à l'écrêtement des crues pour la protection du pôle urbain de Bir NSA contre les inondation en plus du caractère agricole de la région qui dont les besoins

en eau augmentent de plus en plus suite à la demande sensible de la population pour le développement du secteur agricole , nous pouvons résumer ce qui suit :

- le site examiné à sa phase sommaire présente de bonnes condition hydrologiques, par contre les conditions géologiques et hydrogéologiques sont relativement appréciable
- l'étanchéité du site de la retenue collinaire et son assiette est assurée par les marnes (substratum) et sa couverture argileuse imperméable cependant une étude géologique détaillée devra confirmer supposition du fait que zone est traversée par une faille
- Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont disponibles dans la cuvette en rapport avec la nature de terrain
- la disponibilité des terres de bonne destinées à l'irrigation aux alentours de la cuvette pouvant procéder à l'exploitation des eaux par motopompe ainsi qu'à l'aval par gravité
- aucune présence de traces de sel au niveau du sol pouvant compromettre la qualité de l'eau pour l'irrigation (DRE Sétif , B.E.S.A.H Constantine)

Suit les caractéristique du site deux ponts (RN N° 5 L' autoroute Est-Ouest) , et traversèrent le pole urbain donc la variante de retenue est plus favorable .

Ensuit les 2 variantes d'aménagement semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans débordement mais d'un point de vus financier, la variante du canal en mixte en gabion parait plus économique que la variante mixte en trapézoïdal mais du point de vue technico-économique on prend la variante mixte galerie rectangulaire fermé et trapézoïdal

On opte pour la variante d'un canal en béton armé car :

- La simplicité de la réalisation.
- bonne protection pour les habitants et contre les rejets publics.
- Entretien facile.
- Longe durabilité.
- Une bonne stabilité.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, plusieurs variantes d'aménagement ont été proposées pour la protection la pole urbain Bir Nsa contre les inondations. Par la suite, une étude technico-économique a été élaborée pour choisir la plus favorable

CHAPITRE VI :

Calcul génie civil

CHAPITRE VI : Calcul génie civil

Introduction

En génie civil, le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doit être très rigoureux. Les problèmes d'interaction sont parmi les phénomènes les plus réputés en génie civil et qui peuvent provoquer des dégâts capitaux lors d'un séisme, ces derniers peuvent se produire entre deux ou plusieurs systèmes physiques de différents types, on cite :

- Couplage structure et fluide (interaction fluide-structure):

Le fluide F caractérisé par la vitesse et le champ de pression joue un rôle Aérodynamique F_a (pression) sur la surface humide S_m du solide S se déplacer et / ou se déformer sous leur action. Déplacement et / ou déformation

L'influence des solides affecte au moins partiellement le champ d'écoulement et affecte donc direction et résistance de la charge aérodynamique:

Fluide et solide sont les caractéristiques du couplage entre deux milieux. La nature de ce couplage dépend du système, dans certains cas on ne peut considérer que l'effet du fluide sur les solides (ou vice versa). Modifier un seul des paramètres F_a , F , S_m ou S détruit la stabilité de tout le cycle et doit converger vers un nouvel état équilibre. Entre la structure et le sol (interaction sol-structure) :

- Aujourd'hui, le terme interaction sol-structure est utilisé pour caractériser

Incapacité à évaluer avec précision le comportement structurel Il ne considère pas non plus le contact avec le sol et son interface. Point D'un point de vue structurel, l'objectif d'analyse de l'interaction sol-structure est considéré Est de déterminer l'influence du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement Pression de contact en fonction de la déformation structurelle Capable d'effectuer les vérifications requises pour l'ajustement de la taille. Donc S'assurer que les hypothèses sur le comportement du sol sont cohérentes avec Dans l'état, la réponse de la structure (principalement sa déformation) La limite de service n'atteint que l'état limite extrême.

- Entre les trois au même temps : Interaction fluide-structure- sol ;
- Des interactions dans un même et un seul système : champs de température et champs de contraintes.

VI.1. Actions et sollicitations

VI-1-1- Actions :

Toute cause produisant un état de contrainte est une action, on peut distinguer trois types d'actions :

VI-1-1-1- Actions permanente (G) :

Les actions permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles comportent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que le poids des terres, équipements fixes et les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction.

On note :

G_{max} actions permanentes défavorables .

G_{min} actions permanentes favorables.

VI-1-1-2- Actions variables (Qi)

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on trouve:

- Les charges d'exploitation ;
- Les actions dues à la température ;
- Les actions appliquées en cours d'exécution ;
- Les actions climatiques.

VI-1-1-3- Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions de phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application.

VI-1-2- Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section du canal par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous forme de force, d'effort, de moment. Toutes les actions citées précédemment doivent être combinées afin de tirer la combinaison la plus défavorable.

$$\gamma_{F3}(\gamma_{FGmax} * G_{max} + \gamma_{FGmin} * G_{min} + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_{FQi} * \Sigma(\psi_{0i} * Q_i))$$

$$\gamma_{Qi} \begin{cases} 1,5 \text{ dans le cas général ;} \\ 1,35 \text{ cas de température, charges routières, bâtiments agricoles à faible} \\ \text{densité d'occupation humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

$$\begin{cases} 0,77 \text{ vent, neige ;} \\ 0,6 \text{ variations uniformes de la température} \end{cases}$$

➤ Vis-à-vis l'ELU :

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_i Q_i$$

➤ Vis-à-vis l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_i Q_i$$

VI-2- Caractéristiques des matériaux :

VI-2-1- le béton :

Le béton est apparu durant le 19^{ème} siècle, depuis, il a été le principal matériau utilisé dans les ouvrages du génie civil. Ceci grâce à sa:

- Forte résistance à la compression ;
- Durabilité sans entretien.

Le béton est constitué d'agrégats (sable, Pierre concassée), liant hydraulique (ciment) et eau. C'est une façon de supporter beaucoup de pression tout en résistant la traction est très faible. Par conséquent, afin de surmonter cette lacune, placer l'armature dans la zone sous tension (Amélioré) Compression et résistance à la traction. Matériel produit Une combinaison de béton et d'acier est appelée béton armé. Déformation Le béton retardé comprend le retrait et le fluage.

VI.2.1.1. Le retrait

C'est un raccourcissement pendant le durcissement du béton suite à l'évaporation de l'eau, il est de l'ordre :

- $1,5 * 10^{-4}$ régions très humide ;
- $2 * 10^{-4}$ régions humide ;
- $3 * 10^{-4}$ régions tempérées sèche ;
- $4 * 10^{-4}$ régions sèche et chaude ;
- $5 * 10^{-4}$ régions très sèches

VI-2-1-2- Le fluage

Une éprouvette en béton chargée en permanence subit une déformation complémentaire croissante dans le temps,

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Ainsi, pour $f_{c28}=25\text{Ma}$, $E_{ij}=32164,2 \text{ MPa}$, $E_{vj}=10818,9 \text{ MPa}$.

VI.2.2. Les armatures

Les armatures sont en acier, caractérisées par un même comportement en traction et en compression. Elles ont une résistance très élevée ainsi qu'une ductilité, contrainte élastique et le module de Hunge pour tous les types d'armatures sont les principales caractéristiques des aciers. Les armatures longitudinales pour le béton armé et les éléments principaux doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.

VI.3. Etude de la stabilité du canal

Pour le calcul de vérification de stabilité on va montrer que le canal est stable au :

- Glissement
- Renversement
- Poinçonnement

La stabilité de cet ouvrage englobe celle de poinçonnement car le canal est parfaitement symétrique. Tell que on doit vérifier que : **$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}=2\text{bar}$**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{4} \quad (\text{VI.1})$$

$$\sigma_A = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100(B)^2} \quad (\text{VI.2})$$

$$\sigma_B = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100(B)^2} \quad (\text{VI.3})$$

σ_{moy} : contrainte moyenne

σ_{sol} : contrainte du sol

B : la largeur du radier

N : la somme des forces vertical

MG : la somme des moments par apport au centre de gravité du radie

$$\Sigma MG=0\text{kn.m}$$

Canal vide : $\sigma_{moy} = 0.01$

Canal remblai : $\sigma_{moy} = 0.03$

$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$ verifier

VI.4 Calcul de ferrailage

VI.4.1 Les Hypothèses de calcul

VI.4.1.1 Béton

Béton dosé de 400 kg/m³ de poids volumique $\gamma = 25 \text{ kn/m}^3$.

Béton dose de 150 kg/m³ de poids volumique $\gamma = 20 \text{ kn/m}^3$.

La contrainte caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.

La contrainte caractéristique du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

La contrainte du béton à la compression : $\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$

La contrainte admissible du béton à la compression : $\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$.

La contrainte admissible de cisaillement du béton :

$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

VI.4.1.2 L'acier

- Les aciers utilisés: Les barres à haute adhérence de nuances FeE400 type 1.

- La contrainte de l'acier à la traction : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

- La contrainte admissible de l'acier à la traction :

Pour la fissuration préjudiciable.

$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e \text{ et } 150\eta \right) = \sigma_s = 240 \text{ Mpa}$ BAEL 80 formule 58 page 75

- Pour la fissuration très préjudiciable.

$\sigma_s \leq \min (0.5 f_e \text{ et } 110\eta) = \sigma_s = 176 \text{ Mpa}$ BAEL 80 formule 59 pages 75

NB : $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence

VI.4.1.3 Le sol

Suivant l'étude géotechnique nous avons pris :

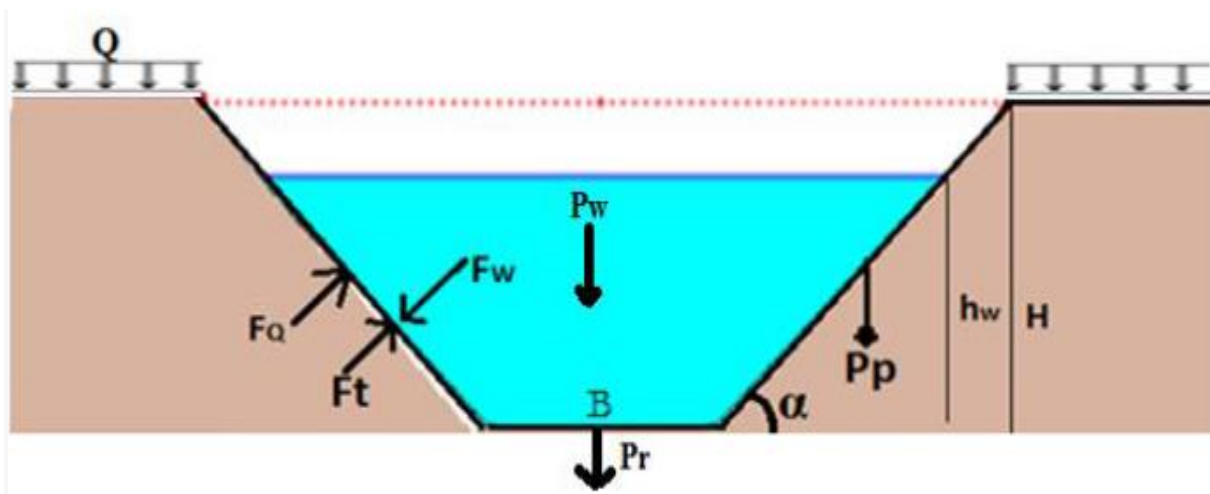
- La contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ Bar}$

- Le poids volumique du sol $\gamma_{sol} = 15 \text{ kn/m}^2$

- L'angle de frottement du sol est 24°

VI.4.2 Bilan des forces

- Poids propre des proies : P_p
- Poids propre de la dalle (radier) : P_r
- Poids propre de l'eau : P_w
- Poussé de l'eau : F_w
- Poussé des terres : F_T
- Sur charge ($0.8t/m^2$) : F_Q
- Poussé de l'eau : P_w



FigureVI.1. Représentation des forces sur le canal

Tableau VI.1.Bilan des forces

Force	Formule	Valeur
P_p	$H/\cos\alpha (1 \times e \times \gamma_b)$	2.3t
P_r	$B \times 1 \times e \times \gamma_b$	4.5 t
P_w	$S_M \times 1 \times \gamma_w$	13.6 t
F_T	$A * H^2 \times \gamma_T / 2$	1.58 t
F_Q	$A \times H * Q \times$	0.82 t
F_w	$A_w \times h_w^2 \times \gamma_w / 2$	0.85 t

VI.4.3 Etude du canal vide

VI.4.3.1 Le radier

La dalle sera dimensionnée comme une poutre bi-encastée

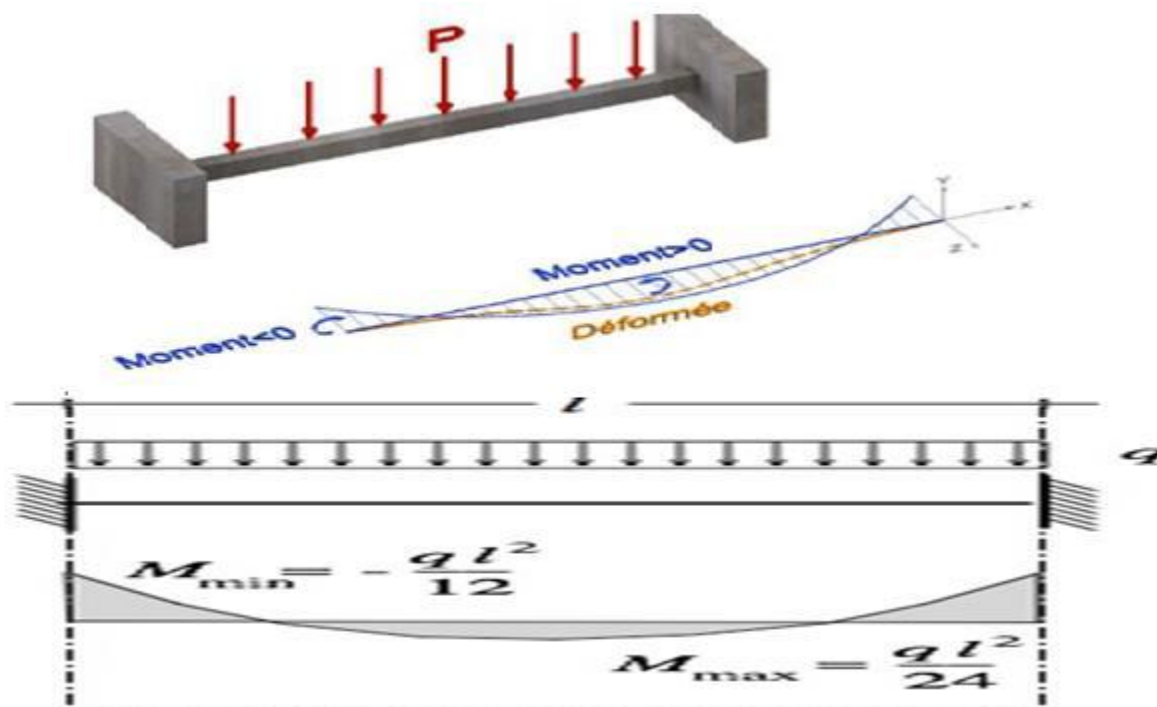


Figure VI.2. Comportement d'une poutre bi-encastée

Calculé des contraintes

a- Contrainte due au poids des voiles

$$\sigma_v = \frac{1.35(P_v)}{B \times 100} = 0.04 \text{ bar}$$

b- Contrainte due à la semelle

$$\sigma_s = \frac{1.35(P_s)}{B \times 100} = 0.02 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0.031 \text{ bar}$$

Tableau VI.2. Calculé des sections de ferrailage (canal vide)

	M	B	d	η	α	β	As	Nbr
Appui	1.26	100	27	0.012	0.015	0.269	4.66	4Φ(14)
Travi	1.91	100	27	0.018	0.023	0.267	7.04	4Φ(16)

VI.4.3.2 Etude des voiles

Un voile fonctionne comme une console encastrée à la base, Et ils sont caractérisés par trois modes de ruptures sont représentés dans la figure suivante :

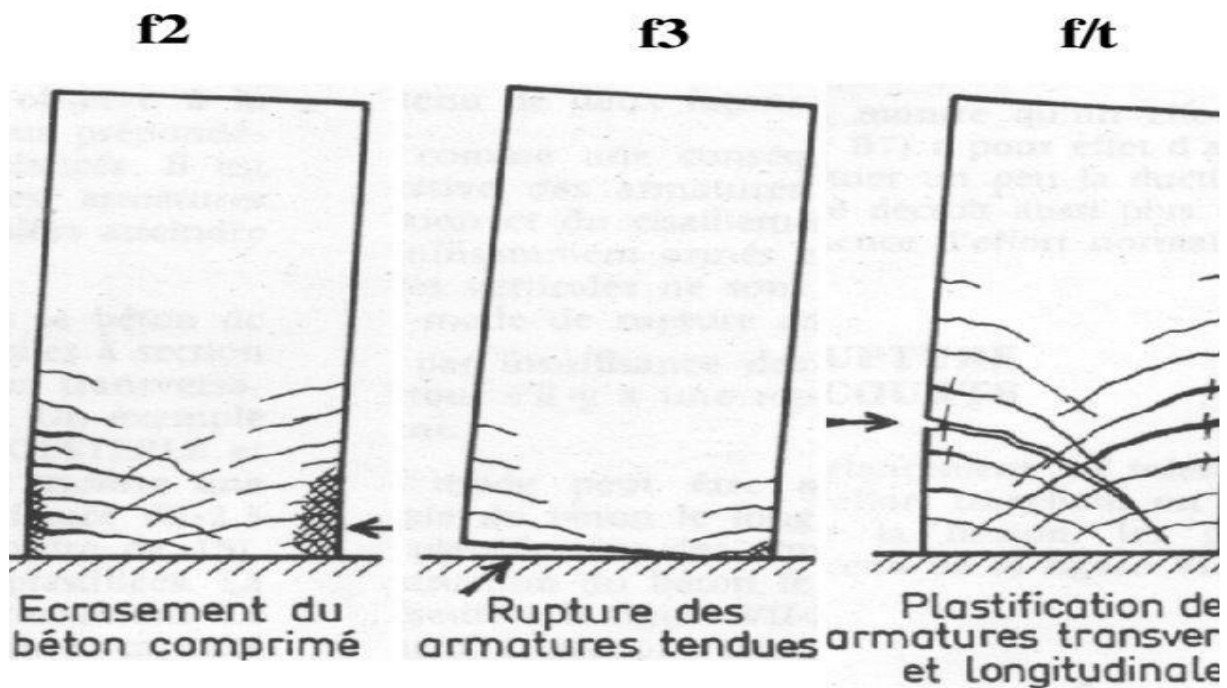


Figure VI.3. Mode de rupture des voiles

Dans le but d'éviter les modes de rupture suscitée, la section du voile doit comporter suffisamment d'armatures verticales, horizontales et des armatures transversales.

- **Calcul du moment a l'encastrement**

La voile est soumise à :

La pression de terres

La pression de la sur charge

La voile est sollicitée à flexion simple avec un moment à l'encastrement **Me** qui sera utilisé pour le ferrailage.

$$M_e = F_T \times \frac{l}{3} + F_Q \times \frac{l}{2}$$

Avec : $l = H / \sin \alpha$

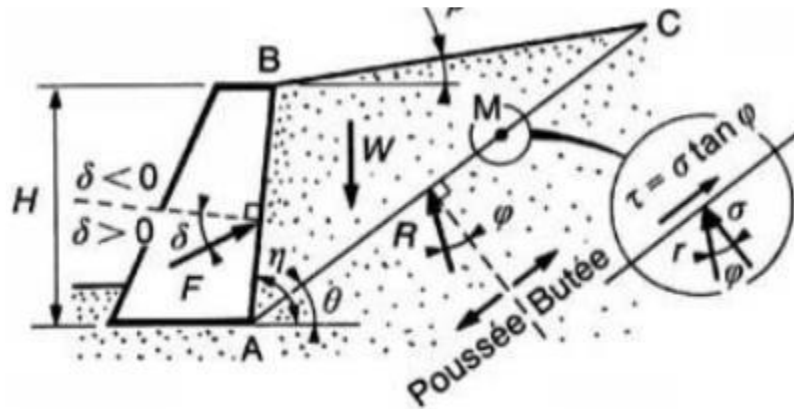


Tableau VI.3.Calculé Ferrailage des voiles (canal vide)

Me (t.m)	16.58
¶	0.16 < ¶ < 1
A	0.22
B	0.91
As (cm²)	21.38
Nbre des barres	4 Φ(25) esp=20

VI.4.4 Etude du canal rempli

Même calculé avec la présence de la pousse de l'eau dans le calcul des moments et le poids de l'eau dans la somme des forces vertical.

VI.4.4.1 Le radier :

c- Contrainte due au poids des voiles

$$\sigma_v = \frac{1.35(Pv)}{B \times 100} = \mathbf{0.04 \text{ bar}}$$

d- Contrainte due à la semelle

$$\sigma_v = \frac{1.35(PS)}{B \times 100} = \mathbf{0.02 \text{ bar}}$$

e- Contrainte due aux poids de l'eau

$$\sigma_w = \frac{1.35(Pw)}{B \times 100} = \mathbf{0.3 \text{ bar}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \mathbf{0.37 \text{ bar}}$$

Tableau VI.4.Calculé des sections de ferrailage (canal rempli)

	M	B	d	¶	A	B	As	Nbr
Appui	1.85	100	27	0.018	0.023	0.268	6.9	4Φ(16)
Travi	2.7	100	27	0.026	0.033	0.266	10.15	4 Φ(20)

VI.4.4.2 Les voiles

f- Calcul du moment à l'encastrement

$$M_e = F_T \times \frac{l}{3} + F_Q \times \frac{l}{2} - F_W \times \frac{l}{2}$$

Tableau VI.5. Section de ferrailage interne

Me (t.m)	1.5
II	$0.014 < \alpha l$
A	0.018
B	0.99
As (cm²)	1.61
Nbre des barres	4 Φ(10) esp=18

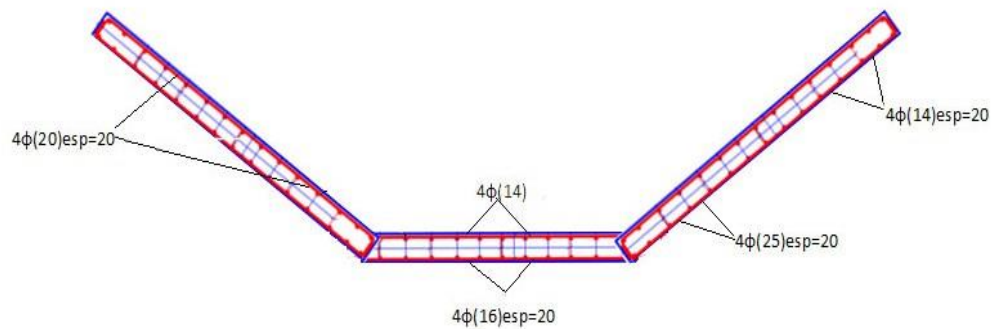


Figure VI.4. Schéma de ferrailage

Conclusion

Dans cette partie, on a pu déterminer le ferrailage nécessaire pour le canal trapézoïdal en béton armé.

CHAPITRE VII :
Organisation de chantier

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier consiste à prévoir les ressources nécessaires (humains, matérielles, et matériaux), et imposer un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but la rapidité, la qualité et l'économie.

VII.1 Généralités

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

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

V II.1.1.1 Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage, son rôle est de :

- ◆ Etablir les besoins de construction.
- ◆ Organiser l'investissement.
- ◆ Choisir le Maître d'œuvre
- ◆ Assurer le suivi et le contrôle des travaux
- ◆ Financer les travaux réalisés.

VI.1.1.2. Maître de l'œuvre

C'est une personne physique ou morale qui pour sa compétence, est désignée par le maître d'ouvrage pour réaliser plusieurs tâches de construction, son rôle est :

- Diriger l'exécution des travaux.
- Assurer la sécurité des biens et des personnes.
- Contrôler et suivre les travaux pendant leur réalisation.

VI.1.1.3. Entrepreneur

C'est une personne physique ou morale qui est chargée de la réalisation des travaux aux conditions définies du contrat. Son rôle est :

- Étudier le coût et le prix de projet.
- Organiser le chantier.
- Dessiner les plans d'installation de chantier.
- Réaliser les travaux définis dans son contrat.

VII.1.2 Définitions des engins utilisés

Les matériaux utilisés sont des matériaux classiques sur les chantiers de travaux publics. Utilisation les engins réduiront considérablement les coûts et le temps de travail.

Tableau VII.1. Engins utilisés

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

VII.2. Devis quantitatif et estimatif du projet

Les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

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

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

Tableau VII.2. Devis des différents travaux d'Oued Reggada

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Terrassement	Déblai	m3	17130	350	5995000
	Remblai	m3	0	200	0
Béton de Propreté		m3	360	6000	2160000
Béton armé		m3	1890	32000	60480000
Montant Totale					68635000
TVA 19%					13040650
Total TTC					81675650

VII.3. Planification

La planification du travail est un moyen de rechercher constamment la meilleure façon d'utiliser économiquement la main-d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour garantir l'efficacité de l'action à entreprendre. Son objectif est de s'assurer que le travail est effectué dans le bon ordre dans les délais, le plus économique possible. Cela consiste en (BENLAOUKLI,2004) :

L'installation des postes de travail.

- L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage.

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

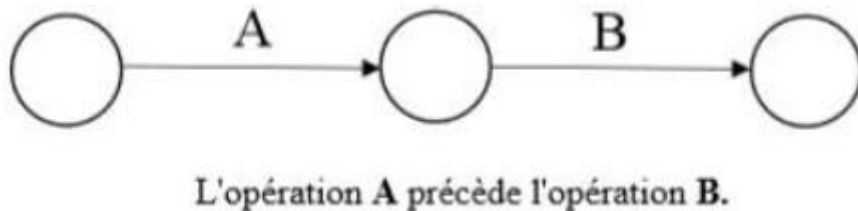
VII.3.1. Méthodes basées sur le réseau

VII.3.1.1 Définition

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

a. Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des noeuds.



b. Réseau à noeuds :

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



c. Construction du réseau :

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

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

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

VII.3.1.2. Différentes méthodes basées sur le réseau (BENLAOUKLI,2004)

- Méthode C.P.M (Méthode française) :

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

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu.

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

- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

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

VII.3.1.3. Méthodes basées sur le graphique

- a. Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

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

- b. Méthode à barres :

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

VII.3.2.1. Les étapes de la planification

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

VII.3.2.1.1 Collection des informations :

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

VII.3.2.1.2 Décomposition du projet :

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

VII.3.2.1.3 Relations entre les tâches :

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

VII.3.2.1.4 Choix de la méthode de calcul (BENLAOUKLI,2004)

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.3.2.2.1. Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

tr : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard. DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

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

$$DFP = DCP + tr$$

$$DCPP = DFPP - tr$$

VII.3.2.2.2 Chemin critique (C.C) :

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

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

$$MT = 0 \text{ et } \sum tr_{cc} = DTP$$

VII.3.2.2. Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé dans la gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'avancement des différentes activités (tâches) qui composent un projet. La colonne de gauche du diagramme répertorie toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus appropriées pour le 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 schéma permet donc de visualiser en un coup d'œil

Les différentes tâches à envisager.

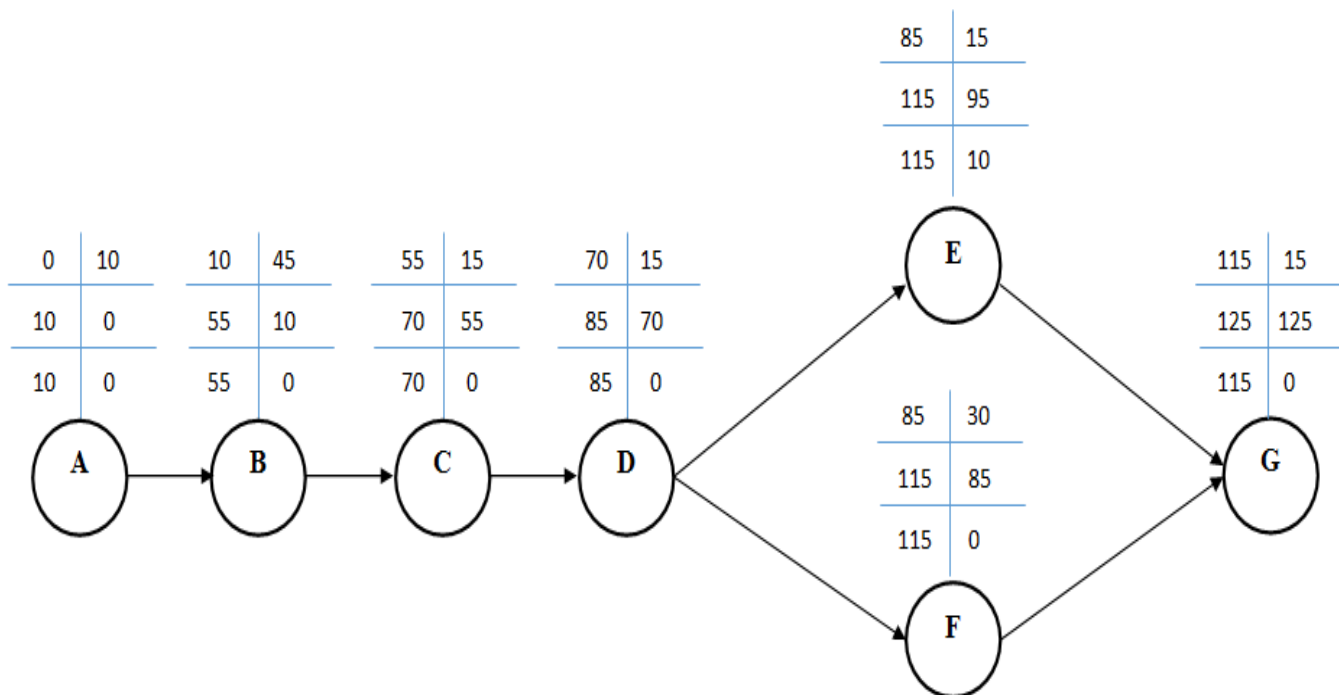
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

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

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

Tableau VII.3. Liste des opérations avec leurs durées

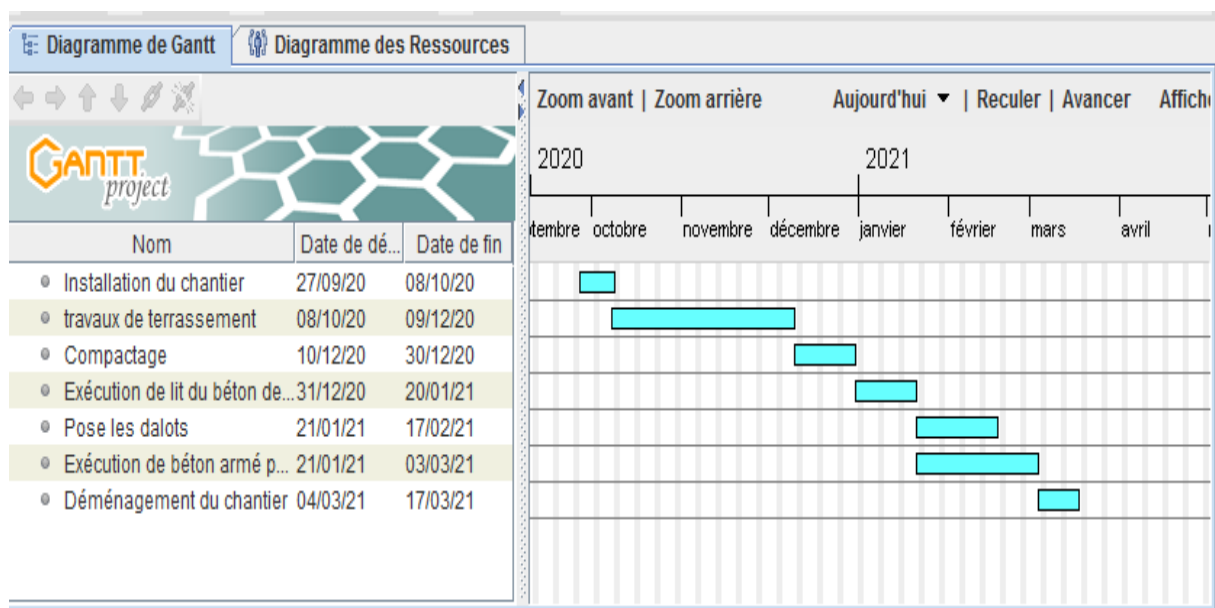
Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	10
travaux de terrassement	B	45
Compactage	C	15
Exécution de lit du béton de propreté	D	15
Pose les dalots	E	20
Exécution de béton armé pour les canaux	F	30
Déménagement du chantier	G	10



Figures VII.1. Réseau de planification des taches par la méthode CPM.

Tableau VII.4. Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.C.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	10	0	10	0	15	0
B	45	10	55	10	55	0
C	15	55	70	55	70	0
D	15	70	85	70	85	0
E	20	85	105	95	115	10
F	30	85	115	85	115	0
G	10	115	125	115	125	0



Figures VII.2. Réseau de planification des taches par la méthode CPM.

Conclusion

Réaliser un ensemble de travaux grâce à une gestion raisonnable du temps; demander conjointement des ressources humaines, techniques et matérielles pour atteindre l'objectif ultime, c'est-à-dire livrer le projet à temps sans laisser le coût d'investissement initial. À la fin de cette section, nous avons pu estimer que le coût total du projet de développement des oueds dans le pôle urbain était de 816 756 50 DA pour une période de 6 mois.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'importance de l'eau en tant que support de vie et de facteur régulateur du développement d'un pays est universellement reconnue. La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques. En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et de la vie humaine. C'est pour ces multiples raisons qu'on a traité ce sujet qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A travers cette étude, j'ai pris conscience de la nécessité d'entretenir Oued Reggada qui traverse le pôle urbain Bir Nsa, pour mettre fin au problème d'inondation. J'ai scindé mon travail en trois étapes essentielles.

J'ai d'abord estimé le débit de crue maximal à évacuer par les cours d'eau à travers l'estimation de l'hydrogramme de crue. En second lieu j'ai déterminé les zones susceptibles d'être inondées, par la simulation de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés par le logiciel HEC-RAS en se basant sur le modèle de Saint-Venant monodimensionnel et à l'aide d'Autocad et Autocad Civil 3d. Finalement j'ai choisi un aménagement adéquat après une analyse technico- économique pour choisir la variante finale qui répond à mon objectif d'étude.

En effet, la variante choisie comprend une retenue d'écrêtement et un aménagement d'une partie de l'oued, par un canal mixte sur une longueur de 1003 ml pour Oued Reggada.

Le coût de ce projet est estimé à 200942650 DA, et comme tout projet celui-ci doit être suivi afin de garantir un meilleur service et une longévité acceptable.

Bibliographie

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.

Armando LENCASTRE (1996) , Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES.

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

DUBREUIL(1974), P. Introduction à l'analyse hydrologique, Ed., Masson et Cie.

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.

Annexe 1

PLUIES MOYENNES ANNUELLES STATION MAHOUANE

Année	1952	1956	1957	1969	1970	1974	1975	1976	1978	1980	1981	1983
Précipitation (mm)	620,1	466,8	809,5	884,7	627,7	121,8	436,6	618,1	272,7	212,6	320,8	242,2

Année	1984	1985	1986	1987	1988	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
Précipitation (mm)	379,4	298,4	284,9	302,8	347,2	433,5	334,2	384,7	626,7	270,2	616,4	524,4

Année	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	Pmoy
Précipitation (mm)	384,6	404,4	259,8	961,2	628,9	485,3	484,9	466,1	532,8	649,3	557,1	464,3

Annexe 2

Table des valeurs de coefficient de Manning

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
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
Moellons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moellons 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) Cours d'eau naturels				
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 3

Tableau des résultats de simulation avant l'aménagement avec le logiciel HEC RAS.

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
40	PF 1	259.2	407.01	410.38	409.62	410.76	0.002033	3.15	98.86	40	0.57
39	PF 1	259.2	406.76	410.38	409.59	410.7	0.001705	2.89	105.73	40	0.52
38	PF 1	259.2	406.79	410.38	409.43	410.66	0.001383	2.63	112.98	40	0.47
37	PF 1	259.2	407.01	410.32	409.32	410.63	0.001627	2.79	107.08	40	0.51
36	PF 1	259.2	406.96	410.01	409.22	410.55	0.003894	3.77	81.32	40	0.76
35	PF 1	259.2	406.53	410.08	409.14	410.45	0.001918	3.1	100.27	40	0.56
34	PF 1	259.2	406.78	409.53	409.03	410.34	0.006467	4.56	68.21	40	0.97
33	PF 1	259.2	406.34	408.57	409	410.07	0.018123	6.4	50.11	40	1.55
32	PF 1	259.2	405.72	407.42	408.03	409.52	0.034189	7.4	41.54	40	2.05
31	PF 1	259.2	405.68	407.6	407.91	408.84	0.014667	5.78	53.98	40	1.39
30	PF 1	259.2	405.66	407.8	407.73	408.54	0.006746	4.25	68.87	40	0.97
29	PF 1	259.2	405.5	407.57	407.57	408.39	0.007865	4.47	65.64	40	1.04
28	PF 1	259.2	405.23	406.84	407.16	408.12	0.016802	5.54	52.11	40	1.46
27	PF 1	259.2	404.65	406.59	406.88	407.79	0.013802	5.65	54.95	40	1.35
26	PF 1	259.2	404.53	406.61	406.69	407.5	0.009074	4.74	62.81	40	1.11
25	PF 1	259.2	404.37	406.29	406.46	407.29	0.011147	4.94	59.05	40	1.22
24	PF 1	259.2	404.31	406	406.2	407.05	0.012296	4.97	57.39	40	1.27
23	PF 1	259.2	404.06	406.02	406.02	406.83	0.008036	4.44	65.39	40	1.05
22	PF 1	259.2	403.86	405.7	405.82	406.64	0.01024	4.82	60.71	40	1.17
21	PF 1	259.2	403.67	405.54	405.64	406.46	0.009858	4.76	61.39	40	1.15
20	PF 1	259.2	403.53	405.37	405.45	406.26	0.0094	4.65	62.34	40	1.13
19	PF 1	259.2	403.34	405.09	405.22	406.06	0.010629	4.78	59.93	39.78	1.19
18	PF 1	259.2	403.14	404.95	405.04	405.85	0.009572	4.61	61.95	40	1.13
17	PF 1	259.2	402.92	404.94	404.85	405.68	0.006926	4.18	68.52	40	0.98
16	PF 1	259.2	402.78	404.7	404.7	405.52	0.008119	4.42	65.22	40	1.05
15	PF 1	259.2	402.58	404.34	404.48	405.32	0.010973	4.79	59.45	40	1.21
14	PF 1	259.2	402.36	404.06	404.24	405.08	0.011773	4.89	58.14	40	1.24
13	PF 1	259.2	402.04	404.37	404.05	404.94	0.004569	3.72	77.94	40	0.81
12	PF 1	259.2	401.69	404.33	404.48	404.84	0.003821	3.56	82.51	40	0.74
11	PF 1	259.2	401.21	404.35	404.24	404.75	0.002544	3.15	93.53	40	0.62
10	PF 1	259.2	400.92	404.35	404.05	404.69	0.001919	2.93	101.95	40	0.55
9	PF 1	259.2	401.21	404.24	403.95	404.64	0.002433	3.13	94.57	40	0.61
8	PF 1	259.2	400.84	404.24	403.82	404.58	0.001981	2.92	101.21	40	0.55
7	PF 1	259.2	400.88	403.87	403.63	404.49	0.004666	4.02	76.49	40	0.82
6	PF 1	259.2	400.73	403.83	403.41	404.39	0.004096	3.79	79.91	40	0.77
5	PF 1	259.2	400.63	403.76	403.33	404.3	0.003908	3.78	81.1	40	0.75
4	PF 1	259.2	400.53	403.71	403.25	404.22	0.00344	3.69	84.15	40	0.72
3	PF 1	259.2	400.45	403.49	403.18	404.13	0.004979	4.16	75.3	40	0.84
2	PF 1	259.2	400.37	403.43	403.12	404.02	0.004585	3.92	77.65	40	0.79
1	PF 1	259.2	400.29	403.31	403.07	403.92	0.0047	3.97	76.59	40	0.82