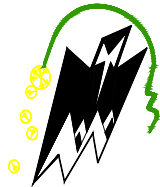


République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

***En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel
en génie civil***

Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements



***Thème : Etude d'un canal trapézoïdal en
matelas Reno (recalibrage Oued
Allaghane)***

Présenté par :

Mr MESSAOUD Menouar

Mr SLIMANI Kamel

Encadré par :

Pr. DJEMAI Mohammed

proposé par AGC



www.agc-dz.com

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Remerciements

Tout d'abord, nos remerciements s'adressent au Professeur DJEMAI Mohammed du département de génie civil. Nous le remercions pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'apport de Monsieur HAMMOUM Hocine, professeur au département génie civil. Nous le remercions pour son assistance, sa rigueur et ces orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de nos sincères reconnaissances.

Nous adressons nos remerciements aussi à Professeur BOUZELHA Karima du département de génie civil qui nous a beaucoup aidé à trouver des solutions pour avancer dans notre travail, et qui a toujours répondu présente.

Un remerciement distinct aux membres de jury pour l'honneur qu'ils ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion Construction Hydraulique et Aménagements pour leur générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré les charges académiques et professionnelles.

Nos profonds remerciements vont également à Monsieur KHETTAOUI professeur au département du génie civil qui nous a beaucoup aidé et à toutes les personnes qui nous ont aidé et soutenue de près ou de loin.

Liste des figures

Liste des figures

Figure 1.1 : Situation géographique de la région d'étude(CHIKHAR , 2006).	2
Figure 1.2 : Localisation de la commune de tazmalt (Google Map).	3
Figure 1.3 : Communes limitrophes de tazmalt (Google Map).	3
Figure 1.4 : Délimitation du bassin versant 1. Répartition annuelle de Température au niveau de Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/)	5
Figure 1.5 : Précipitations annuelles au niveau de Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/).	5
Figure 1.6. Occurrence de précipitations à Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/).	6
Figure 1.7 :Données climatologiques de Bejaia.	7
Figure 1.8 : Etages bioclimatiques du bassin de la Soummam(AZIZ, AYACHI , 2009).	8
Figure 1.9 :La situation de la zone d'étude de l'Algérie du nord(ANRH).	10
Figure 1.10 : Délimitation de bassin versant de L'oued Allaghane(ANRH).	11
Figure 1.11 : Zones inondables (hachures).(TOUAT,2004).	12
Figure 1.12 : Oliveraie érodée par le ruissellement vagabond. (TOUAT,2004).	13
Figure 1.13 :Cône de déjection (vue de la rive gauche de l'Assif). (TOUAT,2004).	13
Figure 1.14 :Laiques de crues à hauteur d'homme et éboulements des berges avant le cône de déjection.(TOUAT ,2004).	14
Figure 1.15 : Site d'encrage (roche) probable du gabionnage en rive gauche.	14
Figure 1.16 :Les thalwegs débouchant sur le cône de déjection.(TOUAT,2004).	15
Figure 1.17 : Exutoire de la zone montagneuse – division de l'o. allaghane en deux branches et point de départ du cône de déjection cote 320 m.(TOUAT,2004).	15
Figure 1.18 : Les cinq exutoires de la branche ouest de l'o. allaghane.(TOUAT, 2004).	16
figure 1.19 : Pont de la voie ferrée enjambant une partie du ruissellement de l'o. allaghane (1) et d'un affluent (2) (zone inondable).(TOUAT,2004).	16
figure 1.20 : Premier thalweg à droite de l'o. allaghane débouchant sur la branche est (douar riquet) à la cote 302 m, son bassin versant atteint le lieu dit iherkane à l'altitude de 750 m.(TOUAT,2004).	17
figure 1.21 :Sortie de la branche douar riquet de l'oliveraie au niveau de la zone inondable de la RN 26(TOUAT,2004).	17
Figure 1.22 :La branche douar riquet à l'aval du pont de la RN 26 (cote 220 m) avant de se jeter dans l'assif soummam.(TOUAT ,2004).	18
Figure 1.23 :Pont de la RN26 sous lequel s'écoule la branche douar riquet.(TOUAT,2004).	18
Figure 1.24 : carte géologique de l'Algérie 1951-1952.	19
Figure 1.25 :Levé topographique de la zone d'étude partie 1 (TOUAT,2004).	20
Figure 1.26 : Levé topographique de la zone d'étude partie 2 (TOUAT,2004).	20
Figure 1.27 : Levé topographique de la zone d'étude partie 3 (TOUAT,2004).	21
Figure 2.1 : Morphométrie du bassin versant.(Mapinfo).	22
Figure 2.2 : Présentation du sous bassin versant oued Allaghane (Global Mapper).	23
Figure 2.3 : Présentation du rectangle équivalent bassin versant Oued Allaghane.	25
Figure 2.4 :La courbe hypsométrique du bassin versant.	27
Figure 2.5 : Classification de réseau hydrographique.	30

Figure 2.6 : L'ajustement de Gauss.	35
Figure 2.7 : Hydrogramme de crue de SB1.	45
Figure 2.8 : Hydrogramme de crue de SB2.	46
Figure 2.9 : Hydrogramme de crue de SB3.	47
Figure 2.10 : Hydrogramme de crue de SB4.	48
Figure 2.11 : Hydrogramme de crue de SB5.	49
Figure 2.12 : Hydrogramme de crue de SB6.	50
Figure 2.13 : Hydrogramme de crue de SB7.	51
Figure 3.1 : Les paramètres géométriques d'un canal (Degoute ,1999).....	53
Figure 3.2 : Canal en matelas Reno au fond et sur les berges.(RABET et BEN HAMOU ,2018).....	55
Figure 3.3 : Géométrie d'un canal trapézoïdale (NEBBAR, 2018).	57
Figure 3.4 : Organigramme du calcul hydraulique.	58
Figure 3.5 : Organigramme du calcul d'affouillement.(Imarzouken ,Ouharoun,2015).....	62
Figure 3.6 : Vitesse critique en fonction du nombre de Froude de l'écoulement et des dimensions des pierres de remplissage (AGOSTINI et ALL, 1976).	64
Figure 3.7 : Vitesse critique qui initie le mouvement de roche en fonction de Reno épaisseur du matelas(AGOSTINI et ALL, 1976).	65
Figure 3.8 : Schéma du mouvement des pierres dans les poches (AGOSTINI et ALL, 1976).....	67
Figure 3.9 : Rapport entre le paramètre de déformation et le coefficient d'efficacité de shields (AGOSTINI et ALL, 1976).	69
Figure 3.10 : Valeurs des vitesses admissibles maximum pour terrains cohérents (AGOSTINI et ALL, 1976).....	70
Figure 3.11 : Organigramme du calcul de revêtement en matelas Reno(RABET et BEN HAMOU,2018)	72

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Les périodes de froid et de chaleur à Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/).	6
Tableau 1.2 : Tableau climatique Tazmalt (https://fr.climate-data.org/afrique/algerie/bejaia/tazmalt).	7
Tableau 2.1 : Caractéristiques morpho métriques des sous bassins.	23
Tableau 2.2 : Caractéristiques morpho métriques des sous bassins.	24
Tableau 2.3 : Longueur et largeur équivalent des sous bassins.	25
Tableau 2.4 :Surface partielle.	26
Tableau 2.5 : Répartitions altimétriques du bassin versant.	26
Tableau 2.6 : Altitudes caractéristiques des sous bassins versants.	28
Tableau 2.7 : Dénivelée spécifique.	29
Tableau 2.8 : La pente moyenne du cours d'eau principale.	31
Tableau 2.9. Temps de concentrations pour les sous bassins avec les différentes formules.	32
Tableau 2.10. Vitesse moyenne du ruissellement.	33
Tableau 2.11 : Données des précipitations moyennes annuelles et maximales journalières à TAZMALT.(Infoclimat)	34
Tableau 2.12 :Variable de Gauss pour une période de retour.	35
Tableau 2.13. Les valeurs de U pour des différents périodes de retour.	36
Tableau 2.14 : Précipitations maximale journalières fréquentielles.	36
Tableau 2.15 : Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation I de Coutagne1.	37
Tableau 2.16. Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation II de Coutagne 2.	38
Tableau 2.17 : Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation de Samie.	38
Tableau 2.18 : Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation d'ANRH.	39
Tableau 2.19 : Récapitulatif des résultats de la lame d'eau pour les différents BV.	39
Tableau 2.20. Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel pour les différents SB Apport Moyen annuel V(Hm3).	39
Tableau 2.21 : Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel pour les différents BV Débit spécifique q (l/s/km2).	40
Tableau 2.22 : Paramètre caractéristique de perméabilité.	40
Tableau 2.23 : Résultats des apports solides des sous bassin.	41
Tableau 2.24 : Klibachev Gorochkoy.(RABET.BEN HAMOU 2018).	42
Tableau 2.25 : Pluies de même fréquence pour des différentes période de retour.	43
Tableau 2.26. Débit de crue des sous bassins versants.	43
Tableau 2.27. Debit de crue du bassin versans.	43
Tableau 2.28 :Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.	44
Tableau 2.29 :Débit de crue de sous bassin N°1.	45
Tableau 2.30 :Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°1.	45
Tableau 2.31 : Débit de crue de sous bassin N°2.	45
Tableau 2.32 :Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°2.	46
Tableau 2.33 : Débit de crue de sous bassin N°3.	46
Tableau 2.34 : Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°3.	46
Tableau 2.35. Débit de crue de sous bassin N°4.	47
Tableau 2.36 : Temps de montée et de décrue de sous bassin versant N°4.	47
Tableau 2.37. Débit de crue de sous bassin N°5.	48
Tableau 2.38 :Temps de montée et de décrue de sous bassin versant N°5.	48
Tableau 2.39 : Débit de crue de sous bassin N°6.	49
Tableau 2.40 : Temps de montée et de décrue de sous bassin versant N°6.	49
Tableau 2.41 : Débit de crue de sous bassin N°7.	50
Tableau 2.42 : Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°7.	50
Tableau 3.1. Calculs hydrauliques du canal en terre pour une crue centennale de l'oued.	59
Tableau 3.2 : Calcul de l'affouillement pour une crue pour l'oued.	63
Tableau 3.3 : Calcul hydraulique du canal en matelas Reno.	73
Tableau 3.4 : Hypothèses de calcul.	74
Tableau 3.5 : Vérification de la stabilité du canal trapézoïdal en matelas.	75

Sommaire

Sommaire

Liste des figures.....	i
Liste des tableaux	ii
Sommaire.....	iii
<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre 1 : Présentation et diagnostic de la zone d'étude</i>	
1.1. Introduction.....	2
1.2. Situation géographique	2
1.3. Situation climatique	4
1.3.1. Température.....	4
1.3.2. Pluviométrie	7
1.4. Bassin versant	9
1.4.1. La vallée de la Soummam	10
1.5. Le bassin versant de l'oued Allaghane	10
1.5.1. Reconnaissances sur le site.....	11
1.5.2. Délimitation des zones d'inondation	12
1.5.3. Reconnaissance du bassin versant	14
1.6. Géologie du site	18
1.7. Topographie du site	19
1.8. Conclusion	21
<i>Chapitre 2 : Etude hydrologique</i>	
2.1. Introduction.....	22
2.2. Délimitation du bassin versant de la zone d'étude	22
2.2.1. La surface	23
2.2.2. Le périmètre.....	23
2.2.3. Indice de compacité ou de Gravelius Kc	24
2.2.4. Rectangle équivalent.....	24
2.2.4.1. Longueur du rectangle équivalent	24
2.3. Le relief.....	25
2.3.1. Répartition des surfaces	25
2.3.2. Courbes hypsométriques	26
2.3.3. Les altitudes caractéristiques	27
2.3.4. Indice de pente globale I_g	28
2.3.5. La pente moyenne.....	29

2.3.6.	Dénivelée spécifique Ds	29
2.4.	Caractéristiques du réseau hydrographique	30
2.4.1.	Hiérarchisation du réseau	30
2.4.2.	Densité de drainage	31
2.4.3.	La pente moyenne du cours d'eau principale	31
2.5.	Temps de concentration	32
2.5.1.	Vitesse moyenne de ruissèlement.....	33
2.6.	Analyse des données pluviométriques	33
2.6.1.	La précipitation moyenne annuelle.....	33
2.6.2.	L'écart type.....	33
2.6.3.	Coefficient de variation	34
2.6.4.	Précipitations moyennes annuelles et maximales journalières de la station de Bejaia	34
2.6.5.	Les précipitations maximales journalières fréquentielles.....	34
2.6.6.	Les débits spécifiques fréquents	36
2.7.	Les apports	36
2.7.1.	Apports liquides.....	36
2.7.2.	Apports solides	40
2.8.	Les Débits de crues	41
2.8.1.	Caractéristiques de la crue.....	43
2.9.	Conclusion	51
<i>Chapitre 3 : Dimensionnement du canal en matelas Reno</i>		
3.1.	Introduction.....	52
3.2.	Objectif et calcul hydraulique d'aménagement	52
3.3.	Généralités sur les écoulements à surface libre	52
3.3.1.	Les canaux	52
3.3.2.	Types de canaux	52
3.3.3.	Les paramètres géométriques	53
3.3.4.	Type D'écoulement dans les canaux	53
3.4.	Propositions d'aménagement.....	54
3.5.	Calcul hydraulique	55
3.5.1.	Exposé de la méthode utilisée	55
3.5.2.	Résultats du calcul hydraulique d'un canal en terre	58
3.6.	Vérification de l'Affouillement dans le canal en terre.....	61
3.6.1.	Méthode de calcul de l'affouillement.....	61
3.6.2.	Résultats et interprétation	62

3.7.	Dimensionnement des revêtements en matelas Reno	63
3.7.1.	Vérification en termes de vitesse.....	63
3.7.2.	Vérifications en termes de tension d'entraînement	65
3.7.3.	Estimation des effets de déformation	67
3.7.4.	Vérification vis à vis de l'érosion du matériau de base	69
3.8.	Interprétation des résultats	71
3.9.	Conclusion	76

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

Le débordement de l'Oued Allaghane qui a causé la crue est venu des oliveries de l'amont de la RN26. Le ruissellement change périodiquement de cours en fonction de la situation Inondation ou dispositions spéciales. Avant 1930, l'Oued. Allaghane coulait dans l'axe central du cône de déjection, les extraits des plans des lots ruraux datés de 1878 reproduisent cet itinéraire. Au niveau de la RN26, l'Oued Allaghane débouchait au pont maçonné, une inscription ancienne sur le fronton de ce dernier en témoigne. Durant la colonisation, le témoignage d'un riverain rapporte que l'Oued Allaghane resurgit au niveau du carrefour de la RN26 avec la CW42, des soldats français évacuaient à l'époque des automobilistes. Les zones d'inondation sont localisées actuellement au niveau de TAZMALT, la RN26 :

- à la sortie Est de la ville d'Allaghane, cette première zone s'étend du passage à niveau de la voie ferrée jusqu'au carrefour de la RN26 avec la CW42 (menant vers le pont de la Soummam et Ighil Ali) ;
- à l'entrée du Douar Colonel Amirouche (ex. Riquet), dans le sens Alger- Bejaïa

Cette étude a pour objectif de réorienter l'oued Allaghane dans son thalweg initial (Historique) et de le recalibrer afin d'enrayer les inondations qui surviennent périodiquement au niveau de la RN26. Ce réaménagement atténuera les nuisances sur les habitations et les terrains agricoles. Et d'après des différentes études topographiques, hydrologiques, hydrauliques, etc., African. Géosystème Company (AGC), a proposé de projeter un canal de forme rectangulaire en enrochement, le long de l'itinéraire du lit initial. Il ne s'agira plus d'un lit naturel, mais d'un lit artificiel où la section transversale restera constante sur toute sa longueur. Le canal sera divisé en plusieurs tronçons, aux conditions naturelles et aux conditions d'écoulement identiques, le choix d'un canal en enrochement est motivé par le souci de remettre l'oued dans son lit d'origine avec un écoulement aussi naturel que possible malgré la complexité que cela traduit, en matière d'affouillement.

Pour réaliser cet objectif, nous avons reparti le mémoire en trois chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude de point de vue géographique, climatique, géologique et topographique et aussi pour faire un diagnostic détaillé au zones inondables dans cette région.

Le deuxième chapitre est dédié à l'étude hydrologique dans lequel on déterminera les différents débits de crue et les apports liquides et solides pour des différentes périodes de retour.

Le troisième chapitre traite le dimensionnement du canal en matelas Reno et la vérification de sa stabilité.

Une conclusion générale relatera les principaux résultats de ce mémoire.

*Présentation et diagnostic de la zone
d'étude*

1.1. Introduction

Le premier chapitre est consacré à l'introduction de la zone de recherche sous l'angle de la géographie, du climat et de la géologie, afin de situer la région de Tazmalt et de définir son climat, en vue de développer sa vallée et présenter la situation générale des inondations urbaines en Algérie et ainsi de faire un diagnostic au problème d'inondation dans cette région.

1.2. Situation géographique

Le Daïra de Tazmalt est une daïra d'Algérie en Afrique du Nord. Il compte 48 874 habitants sur une superficie de 176 km². La densité de population du Daïra de Tazmalt est donc de 277,2 habitants par km².

Tazmalt, Boudjellil et Beni Mellikeche sont les plus grandes villes du Daïra de Tazmalt parmi les 3 villes qui le compose. Le Climat méditerranéen avec été chaud est le climat principal de la Daïra de Tazmalt.

La commune de Tazmalt est l'une des communes les plus importantes de Kabylie. Elle fut autrefois la forteresse du mouvement identitaire berbère ; comme toute la daïra de Tazmalt, elle fait géographiquement partie de la vallée du Sahel, qui couvre toutes les plaines du bloc du Djurdjura. La ville a une altitude moyenne de 300 mètres et est située à 170 kilomètres au sud-est d'Alger (145 kilomètres de l'autoroute est-ouest). C'est la ville de toute la province de Béjaïa, la plus proche de la capitale et de Bouira (seulement 45 kilomètres)., et au sud de Tizi Ouzou à 80 kilomètres (mais seulement 50 kilomètres à vol d'oiseau) et à environ 80 kilomètres au sud-ouest de la capitale provinciale de Béjaïa.

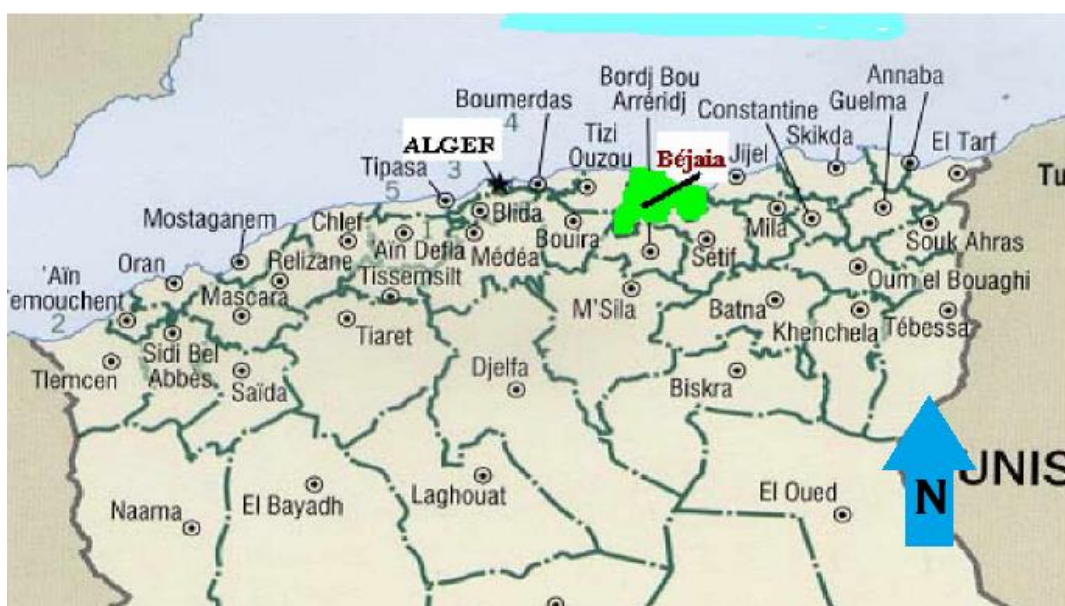


Figure 1.1 : Situation géographique de la région d'étude(CHIKHAR , 2006).

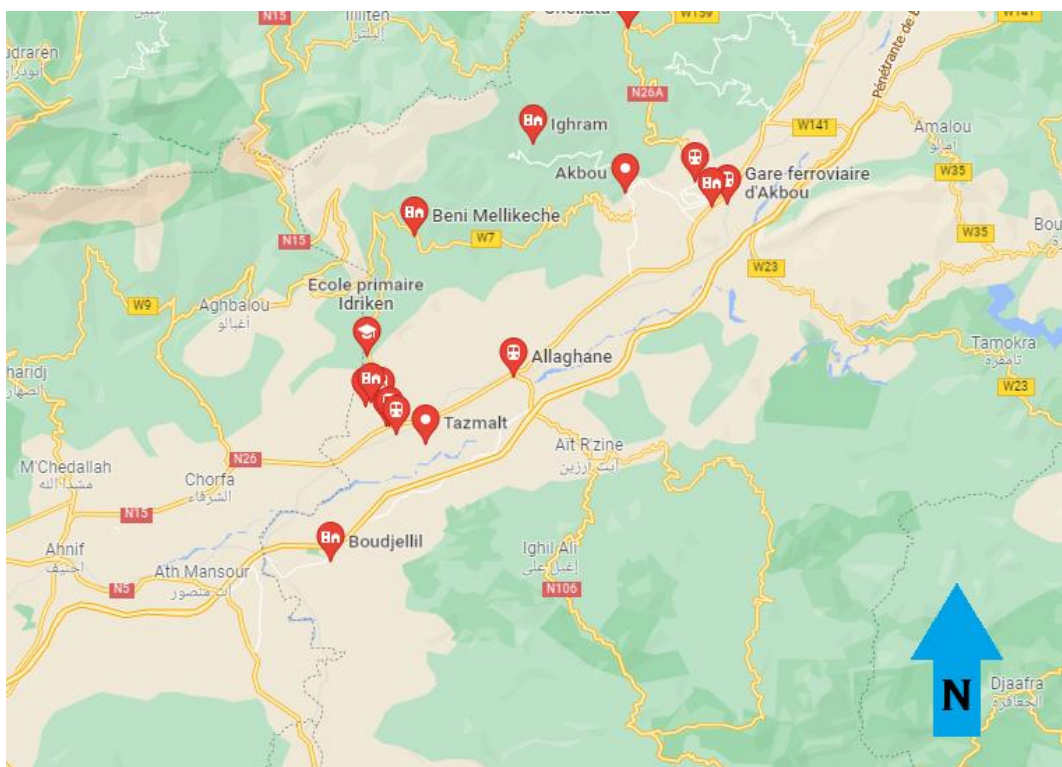


Figure 1.2 : Localisation de la commune de tazmalt (Google Map).

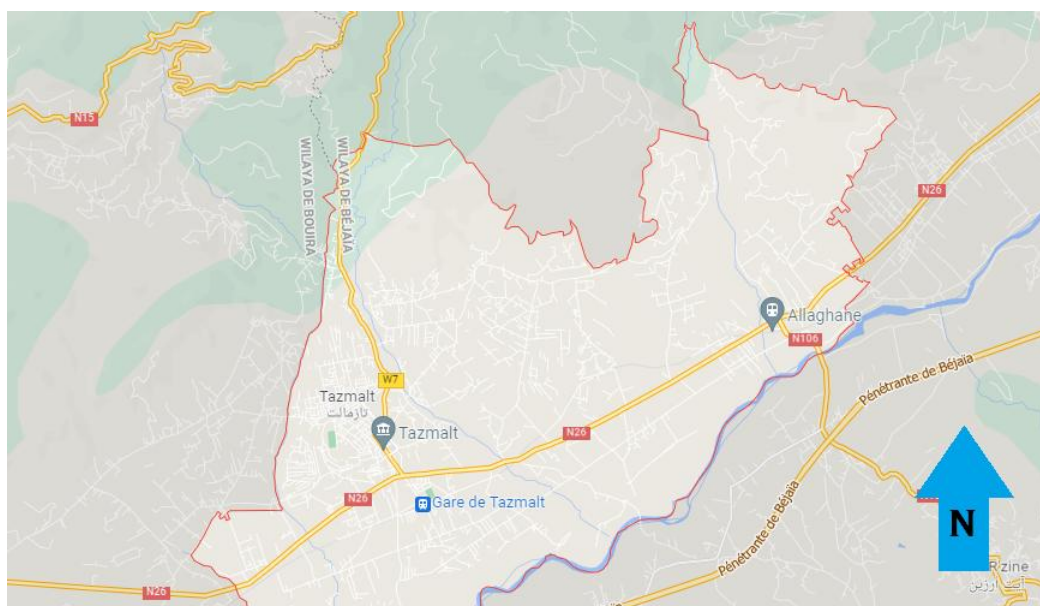


Figure 1.3 : Communes limitrophes de tazmalt (Google Map).

Outre son chef-lieu Tazmalt-ville, la commune de Tazmalt est composée des localités suivantes :

Aït Lewkil, Aït Lhadj, Aït Lyutna, Aït Mohand Ouali, Aït Sidi Omar Allaghane, Boubaloui, Hiruch, Ibehlel, Ichiquer, Idhrikène, Ikherban, Laâzib, Lazzi Sidi Ali, Lbir Leqser, Mmerzour

Riki (plus grand village), Rruda Tabâalt ,Tablazt ,Tazribt,Tiouririne ,Timedthit, Tassergante Tigounatine.

Tazmalt-ville est composée essentiellement des quartiers suivants : Lkumi Oufella, Lkumi n wadda, la cité, Merlot (1, 2 et 3), Tiwririn, Tineswin Ibehlal, les 4 chemins, l'Horloge, le centre-ville, et Axxam Yerghahn. Ferme Aberbour.

1.3. Situation climatique

Les conditions climatiques dans le bassin versant de la Soummam ne sont pas uniformes. À Bejaia et dans la basse vallée de la Soummam, le climat est essentiellement méditerranéen, généralement humide avec de légers changements de température. Sur les plateaux de Sétif et de Bouira le climat est continental avec des hivers humides et des étés chauds.

Les précipitations annuelles de la Soummam varient énormément entre environ 300 mm sur les plateaux de Sétif et 1000 mm près de la cote de Bejaia, elles atteignent approximativement 1500 mm sur les flancs Sud du massif du Djurdjura. Les étés sont secs, avec seulement 30% des précipitations annuelles pendant la période allant d'Avril à Septembre.

1.3.1. Température

La température est un élément majeur dans les phénomènes de condensation et d'évaporation de l'eau, et constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement. Au niveau des cours d'eau, les variations de températures suivent celle de l'air même si elles sont de plus faibles amplitudes. Les êtres vivants ne peuvent subsister que dans un intervalle de température compris entre 0 et 50 °C en moyenne, ces températures étant compatibles avec une activité métabolique normale.

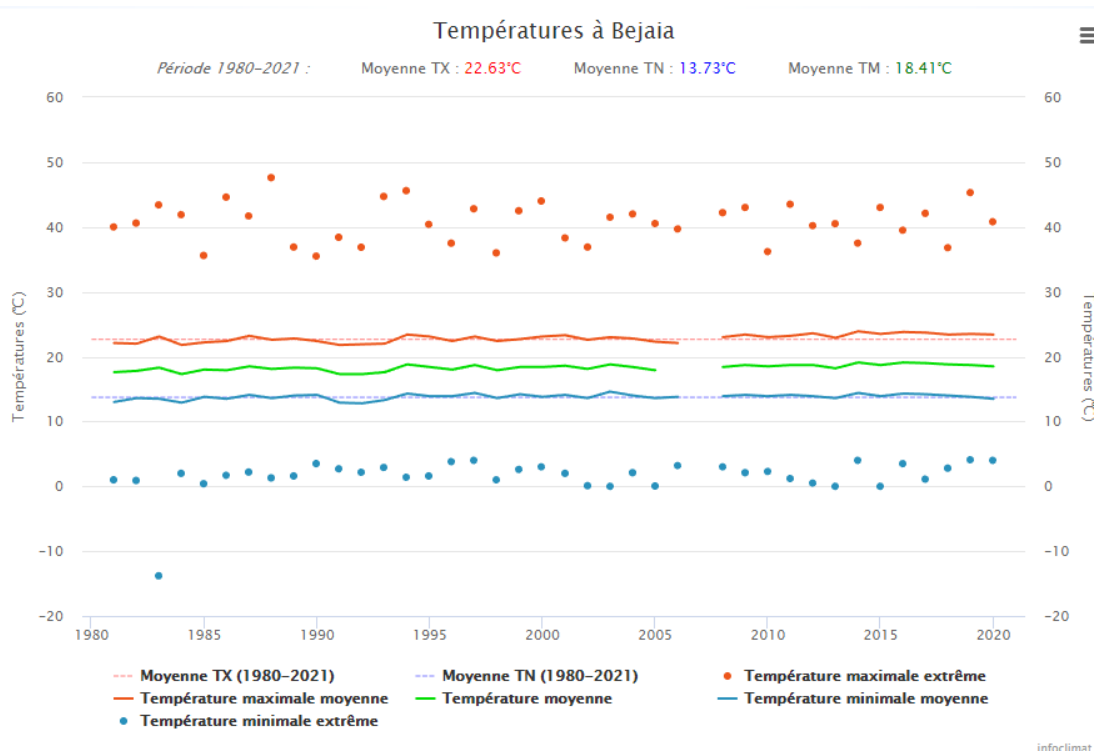


Figure 1.4 : Délimitation du bassin vers 1. Répartition annuelle de Température au niveau de Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/) .

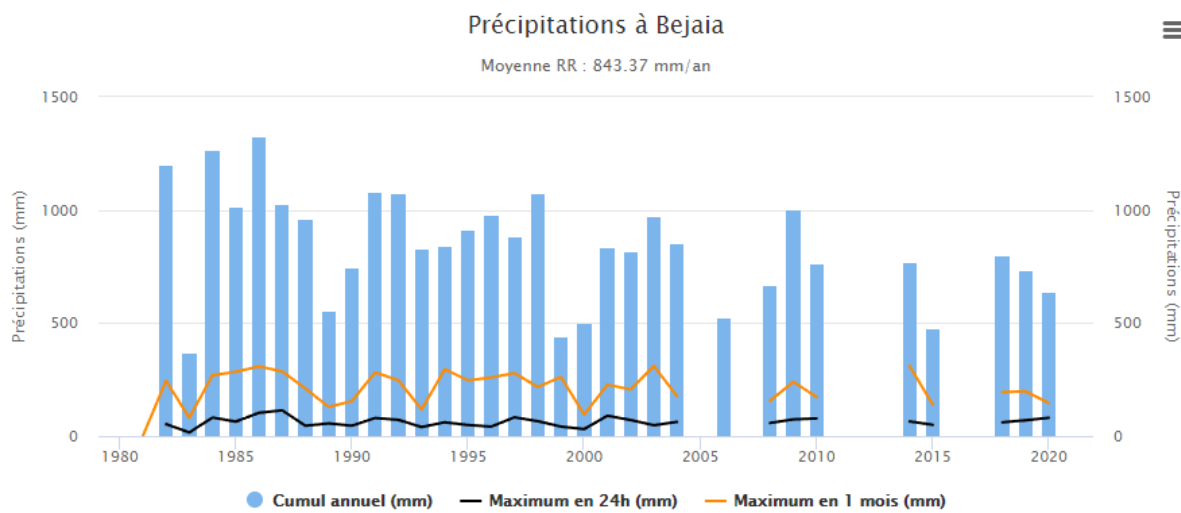


Figure 1.5 : Précipitations annuelles au niveau de Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/).

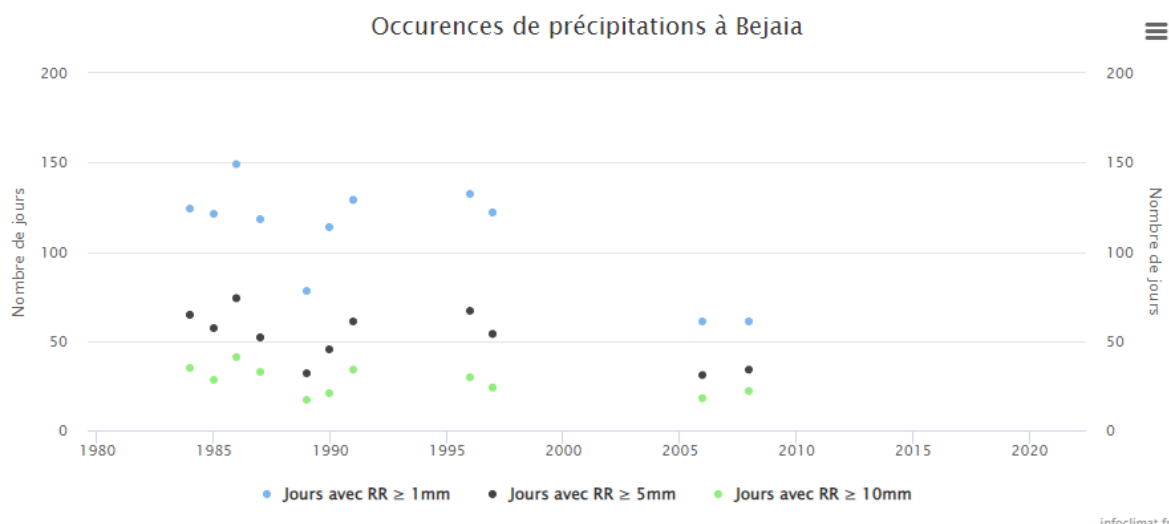


Figure 1.6. Occurrence de précipitations à Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/).

Tableau 1.1 : Les périodes de froid et de chaleur à Bejaia (www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/).

Les périodes de froid...			Les périodes de chaleur...								
Jours les plus froids	Mois les plus froids (TNM)	Années les plus froides (TNM)	Jours les plus chauds	Mois les plus chauds (TXM)	Années les plus chaudes (TXM)						
13.8°C	10/05/1983	0°C	Déc-06	12.8°C	1992	62.8°C	17/10/2007	33.6°C	Août-94	23.9°C	2014
0°C	05/04/2003	0°C	Juin-07	12.9°C	1984	48.4°C	10/08/2021	33.2°C	Août-03	23.8°C	2016
0°C	28/01/2005	0°C	Déc-07	12.9°C	1991	47.6°C	03/08/1988	32.8°C	Août-12	23.7°C	2017
0°C	01/06/2013	0°C	Juil-80	13°C	1981	45.6°C	13/08/1994	32.8°C	Juil-83	23.6°C	2021
0°C	07/09/2015	4.3°C	Févr-12	13.3°C	1993	45.3°C	07/08/2019	32.4°C	Juil-82	23.6°C	2012
0.1°C	02/02/2002	5.2°C	Janv-05	13.5°C	1986	44.7°C	05/07/1993	32.2°C	Août-17	23.5°C	2015
0.4°C	30/03/1985	5.5°C	Janv-83	13.5°C	1983	44.6°C	24/07/1986	32.2°C	Août-19	23.5°C	2019
0.5°C	13/02/2012	5.5°C	Janv-00	13.5°C	2020	44.4°C	29/08/2007	32°C	Août-21	23.4°C	2018
0.8°C	26/01/2005	5.7°C	Janv-93	13.6°C	1998	44°C	02/07/2000	31.7°C	Août-00	23.4°C	2020
0.9°C	25/12/1982	5.9°C	Févr-83	13.6°C	1982	43.5°C	12/07/2011	31.7°C	Août-87	23.4°C	2009
1°C	30/01/1981	5.9°C	Janv-81	13.6°C	2013	43.4°C	25/07/1983	31.6°C	Juil-03	23.4°C	1994
1°C	22/05/2002	6°C	Févr-99	13.6°C	1988	43.4°C	14/08/1994	31.6°C	Août-04	23.3°C	2001
1°C	26/03/2003	6°C	Janv-92	13.6°C	2005	43.4°C	01/08/2019	31.5°C	Sept-87	23.2°C	2011
1°C	19/12/1998	6.1°C	Févr-13	13.6°C	2002	43°C	04/05/2015	31.4°C	Juil-09	23.2°C	1987
1°C	11/01/1980	6.2°C	Févr-05	13.8°C	2000	43°C	23/07/2009	31.3°C	Août-15	23.1°C	2000
1.1°C	18/01/2017	6.3°C	Déc-80	13.8°C	1985	42.8°C	29/07/1983	31.2°C	Août-99	23.1°C	1997
1.1°C	12/02/1983	6.4°C	Déc-91	13.8°C	2019	42.8°C	10/06/1997	31.2°C	Août-09	23.1°C	1983
1.1°C	05/02/2012	6.6°C	Févr-92	13.8°C	2006	42.8°C	24/07/1983	31.1°C	Juil-15	23.1°C	1995
1.2°C	23/01/2011	6.6°C	Janv-91	13.9°C	1996	42.7°C	24/07/2021	31.1°C	Août-88	23°C	2010
1.2°C	11/01/1985	6.6°C	Janv-89	13.9°C	2012	42.5°C	22/07/2009	30.9°C	Juil-17	23°C	2008
1.2°C	27/02/2013	6.6°C	Janv-19	13.9°C	1995	42.5°C	01/09/2011	30.9°C	Sept-14	23°C	2003
1.3°C	10/01/1985	6.6°C	Janv-80	13.9°C	2015	42.5°C	25/08/1999	30.8°C	Août-07	22.9°C	2013
1.3°C	28/02/1988	6.6°C	Févr-18	13.9°C	2008	42.2°C	09/09/2008	30.7°C	Août-18	22.8°C	1989
1.4°C	17/02/1983	6.7°C	Févr-93	13.9°C	2010	42.1°C	03/08/2017	30.7°C	Août-11	22.8°C	2004
1.4°C	11/03/1994	6.7°C	Févr-88	14°C	1989	42°C	24/08/2004	30.6°C	Juil-19	22.7°C	1999
1.5°C	04/02/2012	6.7°C	Janv-20	14°C	2018	42°C	09/08/1997	30.6°C	Août-89	22.6°C	2002
1.5°C	12/02/2012	6.7°C	Févr-91	14°C	2004	41.9°C	11/07/1984	30.6°C	Juil-21	22.6°C	1988
1.6°C	07/11/1995	6.8°C	Janv-12	14.1°C	2009	41.7°C	12/08/1987	30.6°C	Août-20	22.4°C	1986
1.6°C	06/02/2012	6.8°C	Janv-85	14.1°C	1987	41.7°C	28/08/2007	30.6°C	Juil-12	22.4°C	1998
1.6°C	17/04/1989	6.9°C	Déc-90	14.1°C	1990	41.7°C	13/09/1987	30.5°C	Août-86	22.4°C	1996



Figure 1.7 :Données climatiques de Bejaia.

Tableau 1.2 : Tableau climatique Tazmalt (<https://fr.climate-data.org/afrique/algerie/bejaia/tazmalt>).

	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Température moyenne (°C)	10.1	10.1	12.4	14.6	17.7	21.5	24.6	25	22.2	19.4	14.3	11.3
Température minimale moyenne (°C)	7.2	6.8	8.7	10.9	13.9	17.6	20.7	21.4	19.1	16.3	11.5	8.5
Température maximale (°C)	13.8	13.9	16.4	18.5	21.3	25.2	28.3	28.9	25.8	23.2	17.9	14.8
Précipitations (mm)	93	78	79	75	58	18	5	16	64	76	86	91
Humidité (%)	77%	76%	76%	77%	78%	75%	72%	73%	76%	76%	75%	76%
Jours de pluie (jrée)	9	8	8	8	6	2	1	2	6	7	9	8
Heures de soleil (h)	6.7	+7.3	8.3	9.3	10.3	11.5	11.7	10.6	9.1	8.4	7.3	6.7

1.3.2. Pluviométrie

La région à laquelle appartient le bassin versant dispose d'un nombre important de station pluviométriques ayant des données sur des périodes relativement longues. La pluie varie avec l'altitude, pour cela, nous avons jugé adéquat d'utiliser cette dépendance pour l'estimation de la pluie moyenne du bassin versant.

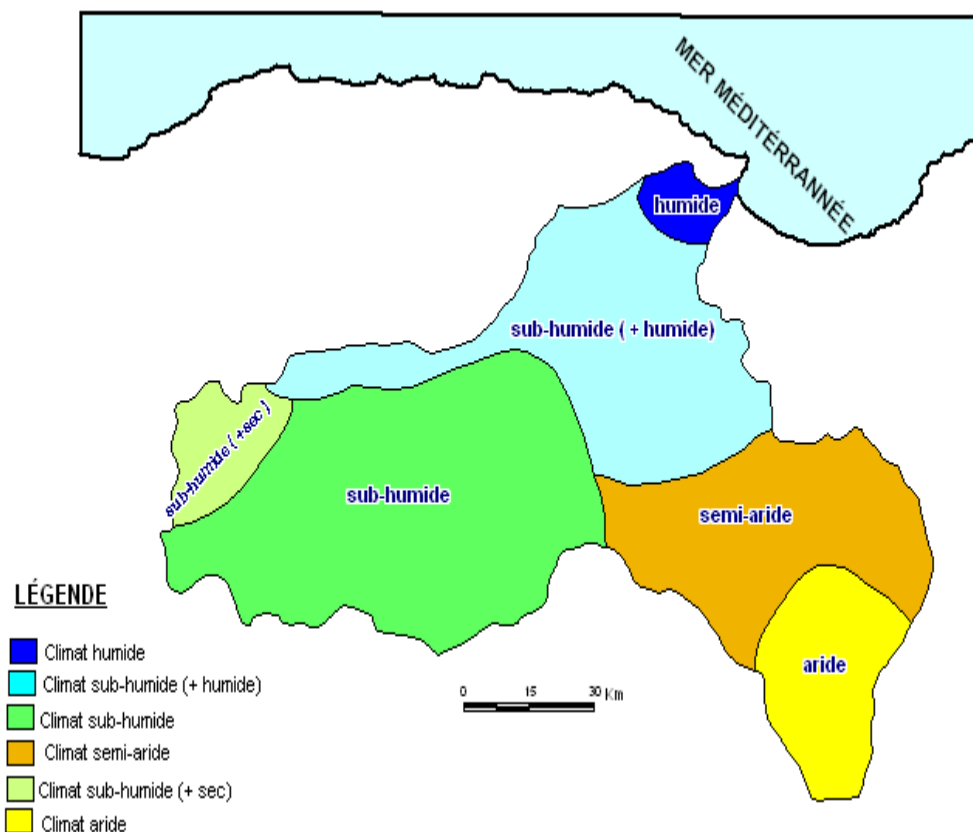


Figure 1.8 : Etages bioclimatiques du bassin de la Soummam(AZIZ, AYACHI , 2009).

◆ **Crue :**

La crue est une forte augmentation de la hauteur d'eau en écoulement d'un fleuve, d'une rivière, d'un cours d'eau. Le mot s'utilise fréquemment quand le débordement du lit mineur du cours d'eau commence à provoquer des dommages. Ce débordement provoque une inondation de zones plus ou moins éloignées des rives, en délimitant ainsi une zone inondable. La crue est suivie par une décrue

◆ **Inondation :**

Une inondation est la submersion d'une zone rapide ou lente qui peut être provoquée de plusieurs façons, par des pluies importantes en durée et en intensité. Un cours d'eau présente :

- Le lit mineur où les eaux y sont en permanence.
- Le lit moyen qui est l'espace fluvial, ordinairement occupé par la ripisylve (végétation abondante et variée qui borde les rivières), sur lequel s'écoulent les crues aux périodes de retour

de 1 à 10 ans en moyenne. Le lit moyen est donc soumis à un risque fréquent d'inondation. La vitesse de l'eau y est forte et cet espace est soumis à de fortes érosions et transports solides lors des crues.

- Le lit majeur qui est l'espace occupé par un cours d'eau lors d'une inondation. Hors du lit majeur, le risque d'inondation fluviale est nul (ce qui n'exclut pas le risque d'inondation par ruissellement pluvial, en zone urbanisée notamment).

- ***Les différents types d'inondations :***

Il existe trois principaux types d'inondations : Par débordement direct : une inondation peut avoir lieu quand une rivière déborde donc le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur alors il envahit des vallées entières. Par accumulation d'eau ruisselée : lorsqu'il y a une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau de drainage lors de pluies anormales. Ces inondations peuvent se produire en zone urbanisée, en dehors du lit des cours d'eau proprement dit, quand font obstacle à l'écoulement normal des pluies intenses, l'imperméabilisation des sols et la conception de l'urbanisation et des réseaux d'assainissement. Par débordement indirecte : les eaux remontent à travers les nappes alluviales, dans les réseaux d'assainissement dans des points bas localisés par effet de Siphon.

1.4. Bassin versant

Hydrologiquement, un bassin versant est une surface close, qui suppose qu'il n'y a pas d'écoulement de surface ou hypodermique y pénétrant de l'extérieur, et que tous les excédents de précipitation qui tombent sur cette surface s'écoulent par un cours d'eau principal ou s'évaporent. Un bassin versant, dont les limites sont fermées par la ligne de partage des eaux, correspond toujours à une section en travers de cours d'eau, qui s'appelle l'exutoire (**Audinet M., 1995**).

Le régime hydrologique est influencé par les caractéristiques morpho structurales et géographiques du bassin, tels que la forme et la topographie de la surface drainée, ce que nous conduit dans ce chapitre à la reconnaissance des principales caractéristiques du bassin versant de la Soummam, qui sont indispensables pour la quantification du ruissellement, comme la morphométrie du bassin qui intervient dans les modalités de l'écoulement superficiel et comme la situation géographique ainsi le climat dominant qui jouent un rôle déterminant sur les eaux précipitées.

1.4.1. La vallée de la Soummam

Le bassin versant de la Soummam est situé dans la partie centrale au Nord-est de l'Algérie et il s'étend sur 9125 Km². Cette étendue est de forme irrégulièrement allongée suivant la direction de parallèle (35° 45' et 36° 45').

Au Nord, ce bassin est délimité principalement par la chaîne montagneuse du Djurdjura, dont le sommet le plus élevé est de 2 308 m d'altitude (Lalla khedidja), tandis que sa limite au sud située aux monts du Hodna. Moins élevée que le Djurdjura (l'altitude maximale est de 1862 m). Vers l'Est et l'Ouest le bassin de la Soummam est ouvert, c'est dans cette partie du bassin que se situent les hauts plateaux de Sétif et de Bouira. Le bassin versant de la Soummam porte selon la codification de l'ANRH le N°15. Il est limitrophe de plusieurs bassins versants limités au Nord, par le bassin de l'Oued Sebaou (code 02b) et par celui du côtier Algérois (code 02a), au Nord-est par le bassin versant de l'Oued Kébir Rhumel (code 10) et par le bassin versant du côtier Constantinois (code 03). Comme le montre la figure suivante.

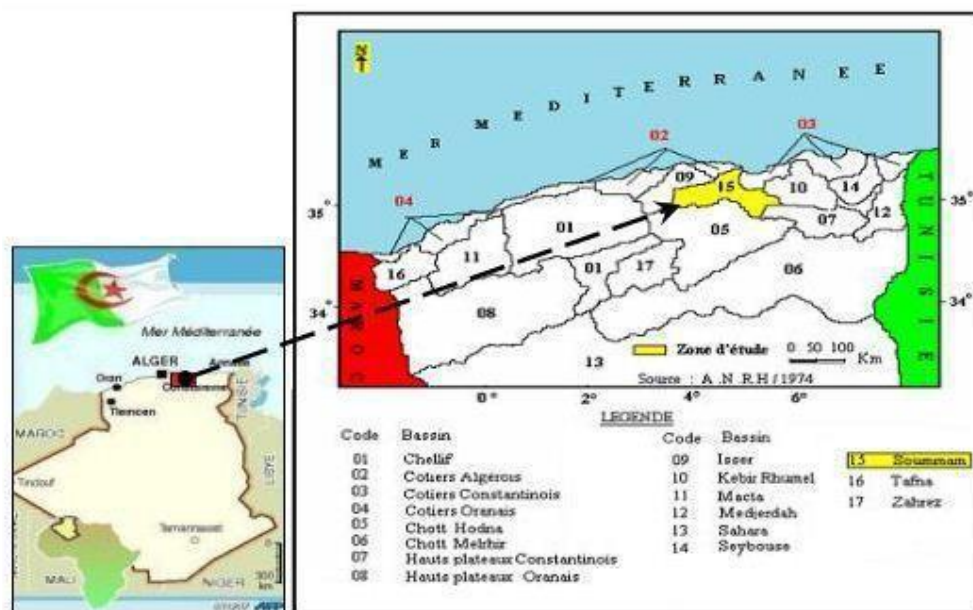


Figure 1.9 : La situation de la zone d'étude de l'Algérie du nord (ANRH).

1.5. Le bassin versant de l'oued Allaghane

Il est localisé dans la vallée de la Soummam sur le flanc ou versant Sud du Djurdjura, son exutoire débouche dans le cône de déjection aux coordonnées géographiques suivantes :

- X = 4° 26' 46'' (UTM Zone 31 - ED 50 : 629 824 m)
- Y = 36° 24' 55'' (UTM Zone 31 - ED 50 : 4 030 546 m)
- Z = 315 m

Du point de vue hydrographique et selon la codification ANRH, l'oued Allaghane est localisé dans le sous bassin 1505 ou Sahel Aval. Ce dernier est entouré des sous bassins

limitrophes suivants : 1503, 1504, 1509 et 1510 (dans le bassin de la Soummam) et 0215 et 0217 (dans le bassin de l'Oued Sebou) comme le montre la figure 1.10. Il est donc possible d'utiliser les données d'observations existantes de ces derniers afin de combler les lacunes du site d'étude.

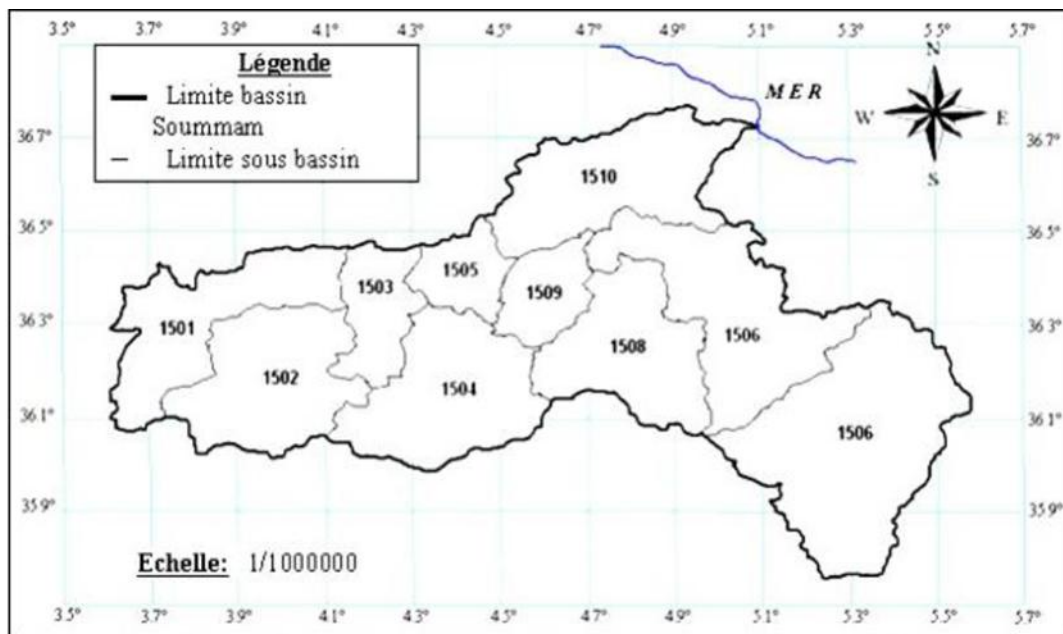


Figure 1.10 : Délimitation de bassin versant de L'oued Allaghane(ANRH).

1.5.1. Reconnaissances sur le site

Trois missions de terrain ont été effectuées respectivement en dates du 03/02, du 25/02 et du 09/03/2004, afin de reconnaître les zones inondables et les différents itinéraires de l'oued Allaghane. Des documents et informations en rapport avec le projet ont été collectés.

- **Mission du 03/02/2004**

La première mission avait pour objectif la finalisation de la convention de l'étude et une reconnaissance des lieux.

Des entretiens ont eu lieu, au cours de cet entretien, l'APC a exposé la problématique du projet et orienté le BET vers la mise en œuvre d'un schéma d'aménagement favorisant la remise en place de l'o. Allaghane dans son cours initial (ou historique) tout en veillant à ce qu'il n'y ait pas d'incidences nuisibles sur les habitations en place.

La sortie sur le terrain a été effectuée, avec la participation des services techniques de l'APC.

- **Mission 25/02/2004**

Cette deuxième mission a été effectuée par l'hydrologue, l'Ingénieur en Génie civil et l'hydrogéologue d'AGC.

Elle avait pour but d'affiner le schéma d'aménagement, de préparer les zones à lever topographiquement et de définir l'étendue de l'étude hydrologique.

- **Mission du 09/03 AU 11/03/2004**

Une troisième mission a été effectuée du 09 au 11/03/2004. Ont pris part à cette mission du côté du BET, l'ingénieur hydrologues, l'ingénieur en génie-civil et trois topographes. Elle a eu pour objectifs la définition et le lancement des travaux topographiques, la remise de la version provisoire du rapport préliminaire et la récupération de la convention d'étude.

Des riverains, paysans et propriétaires de parcelles de terrains nous ont informé de l'existence d'une variante d'aménagement proposée sur leur initiative et acceptée par les autorités locales (v. PV de réunion du 21/12/2002).

1.5.2. Délimitation des zones d'inondation

Comme montré dans la figure 1.11, les zones d'inondation sont localisées actuellement au niveau de la RN26 :

- À la sortie Est de la ville d'Allaghane, cette première zone s'étend du passage à niveau de la voie ferrée jusqu'au carrefour de la RN26 avec la CW42 (menant vers le pont de la Soummam et Ighil Ali).
- À l'entrée du Douar Colonel Amirouche (ex. Riquet), dans le sens Alger- Bejaïa.
- Les habitations aux alentours proches sont également affectées, ainsi que l'olivieraie comme le montre la figure 1.12.



Figure 1.11 : Zones inondables (hachures).(TOUAT,2004).



Figure 1.12 : Oliveraie érodée par le ruissellement vagabon. (TOUAT,2004).

Le cône de déjection s'est développé à la sortie de la zone montagneuse de l'oued. Allaghane jusque dans la vallée de l'Assif Soummam, où les pentes faiblissent. Ces faibles pentes favorisent les dépôts du transport solide et facilitent leur accumulation. La géomorphologie de la zone d'étude indique que :

- Les zones inondables sont situées sur les parties latérales, les plus basses du cône de déjection figure 1.13.
- La route constitue un obstacle à l'évolution naturelle du cône, d'énormes quantités de sédiments sont retenues et stockées en amont de la route, cette dernière empêche le transit vers l'aval, faute d'ouvrages de franchissement suffisamment larges.

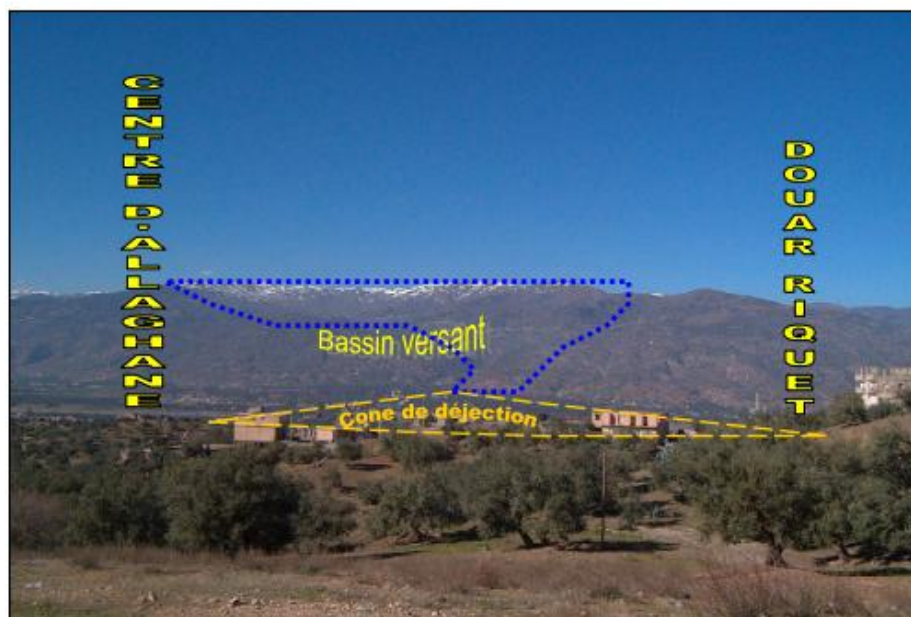


Figure 1.13 :Cône de déjection (vue de la rive gauche de l'Assif). (TOUAT,2004).

1.5.3. Reconnaissance du bassin versant

Les cônes de déjection sont des caractéristiques morphologiques importantes dans la vallée de la Soummam, ils se localisent aux embouchures des affluents d'oueds tels que Ath_Mellikèche, Illoula (Akbou), Ighzer Amokrane, etc... Ils sont constitués de galets et de blocs dont la taille est souvent supérieure à 50 cm de diamètre. Les dépôts qui les composent sont de nature calcaire ou gréseuse.

Le bassin versant de l'oued Allaghane peu boisé et montagneux est composé superficiellement de sols ou roches sans grande compacité (marnes, argiles, schistes, etc...), facilitant la formation de ravines et thalwegs producteurs de matériaux d'érosion.



Figure 1.14 : Laisses de crues a hauteur d'homme et eboulements des berges avant le cone de dejection.(TOUAT ,2004).



Figure 1.15 : Site d'encrage (roche) probable du gabionnage en rive gauche.

Les dépôts sont donc composés d'une matrice meuble (sans grande compacité) enveloppant les galets et blocs calcaires ou gréseux.

Les matériaux charriés dans la vallée édifient les cônes de déjection, où le ruissellement change au grès des crues, de la compacité des dépôts ou des aménagements anthropiques (mise en valeur, irrigation, dispositifs antiérosifs, piste, etc..). La morphologie des cônes de déjection se trouve donc modifiée pratiquement après chaque crue importante.

Trois autres petites rivières débouchent également sur le cône de déjection, l'une à droite de l'o. Allaghane, elle prend source en amont du hameau Agouni Mansour et les deux autres à sa gauche (Thalwegs d'Iherkane et d'Ighil Goughial).

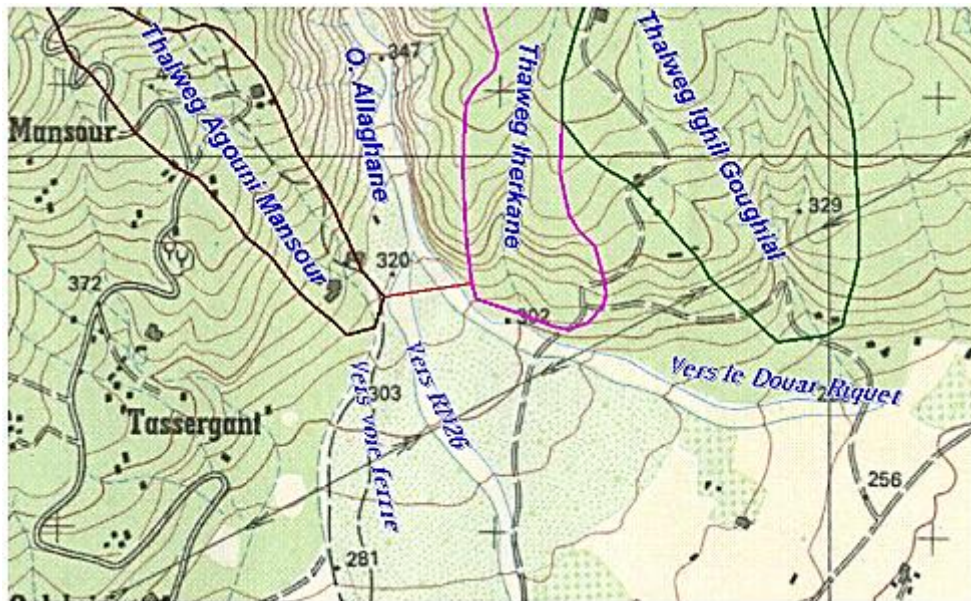


Figure 1.16 : Les thalwegs débouchant sur le cône de déjection. (TOUAT, 2004).

Dans sa situation actuelle l'o. Allaghane se divise en deux branches dès sa sortie sur le cône de déjection comme le montre la figure suivante :



Figure 1.17 : Exutoire de la zone montagneuse – division de l'o. allaghane en deux branches et point de départ du cône de déjection cote 320 m. (TOUAT, 2004).

- **La première branche** : La première branche ou Branche Ouest se dirige vers la ville d'Allaghane. Elle se divise en cinq exutoires au niveau de la route nationale ou de l'Assif Soummam comme le montre la figure suivante :



Figure 1.18 : Les cinq exutoires de la branche ouest de l'o. allaghane.(TOUAT, 2004).

1. Pont de la voie ferrée (cote 229 m), le ruissellement à ce niveau est renforcé par les apports en eau du thalweg d'Agouni Mansour et abouti à la cote 217 m.
2. Petit pont sur la RN 26 entre le passage à niveau et le carrefour de la CW 42, à l'aval l'ouvrage de franchissement de la voie ferrée est complètement obstrué.
3. En contrebas du carrefour de la CW 42.
4. A l'aval du pont de la Soummam 5. Grand pont maçonné sur la RN26, à la cote 231 m.



figure 1.19 : Pont de la voie ferree enjambant une partie du ruissellement de l'o. allaghane (1) et d'un affluent (2) (zone inondable).(TOUAT,2004).

- **La deuxième branche** : L'autre branche ou Branche Est s'oriente vers Douar Riquet. Cette branche reçoit également les apports en eau des thalwegs Iherkane et Ighil Goughial (cols des ânes)



figure 1.20 : Premier thalweg a droite de l'o. allaghane débouchant sur la branche est (douar riquet) a la cote 302 m, son bassin versant atteint le lieu dit iherkane a l'altitude de 750 m.(TOUAT,2004).

Le thalweg d'Ighil Goughial, plus important, aboutit à une route goudronnée reliant les villages en montagnes à la RN26. Cet oued a fait l'objet de différents aménagements : passages busés, canaux de drainage bétonnés, murettes antiérosives, avant de déboucher sur la Branche Est de l'O. Allaghane juste en amont d'un ponceau comme le montre les figures suivantes :



figure 1.21 :Sortie de la branche douar riquet de l'olivieraie au niveau de la zone inondable de la RN 26(TOUAT,2004).



Figure 1.22 :La branche douar riquet a l'aval du pont de la RN 26 (cote 220 m) avant de se jeter dans l'assif soummam.(TOUAT ,2004).



Figure 1.23 :Pont de la RN26 sous lequel s'écoule la branche douar riquet.(TOUAT,2004).

1.6. Géologie du site

Le bassin versant de l'oued Allaghane (Sous bassin de la Soummam qui est situé dans la partie centrale au Nord de l'Algérie suivant la direction de parallèle $4^{\circ} 26'$ et $36^{\circ} 24'$. Cette étendue est de forme allongée.

Dans le bassin versant de l'oued Allaghane on trouve des types de sols anciens de formation paléo marécageuse qui sont caractérisés par des formations bien accentués. La carte des sols du bassin de la Soummam a été extraite de la carte géologique de l'Algérie (2eme édition), comme le montre la figure 1.24.

La majorité des sols dans le bassin de la Soummam sont des sols calcaires (riches en calcaire). Ces sols ont généralement une texture légère et sont donc perméables. Au nord du bassin, on rencontre des sols insaturés qui ne contiennent pas de calcaire dont l'argile peut être

plus abondante en surface qu'en profondeur, leurs roches mères sont généralement imperméables ou donnent des produits de décomposition imperméables.

Le long des oueds, les sols existants sont des dépôts alluviaux appelés sols alluviaux. En outre on rencontre des petites quantités des sols calciques et des sols en équilibre peu épais, plus ou moins riches en calcaire et très pauvres en sels solubles. (TOUAIBIA.B,2004)

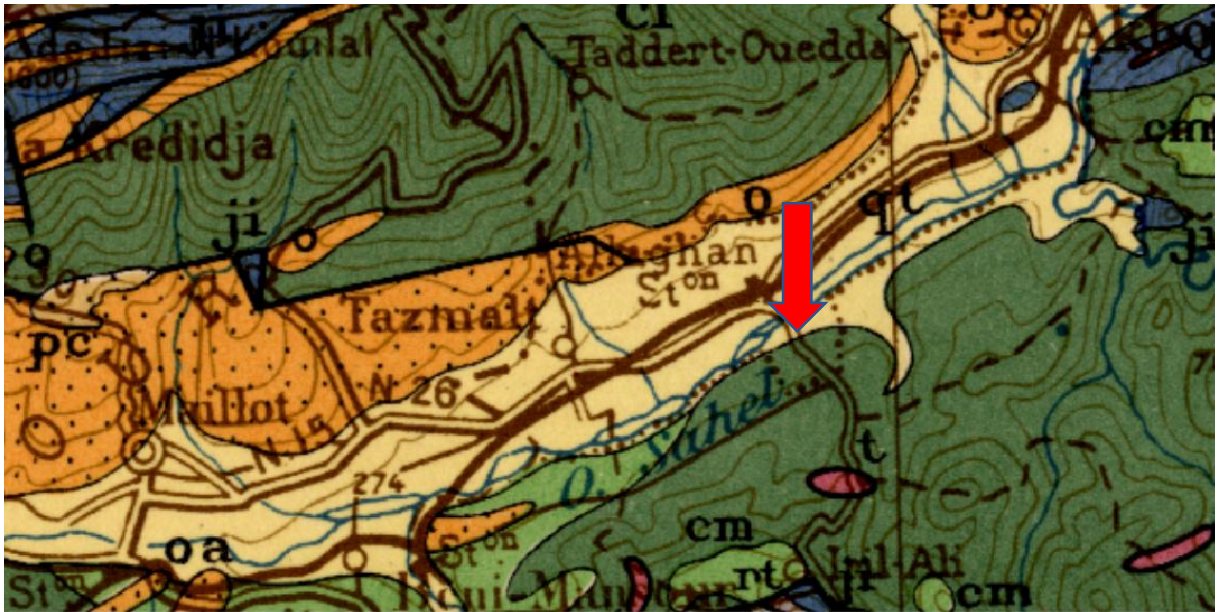


Figure 1.24 : carte géologique de l'algerie 1951-1952.

1.7. Topographie du site

L'objectif de la topographie présenté dans ce chapitre est d'établir un modèle numérique de terrain concernant notre zone d'étude, Le levé topographique de la zone d'étude a été extrait depuis l'étude (TOUAT,2004) en format Autocad comme le montre les figures 1.25. ,1.26. ,1.27.

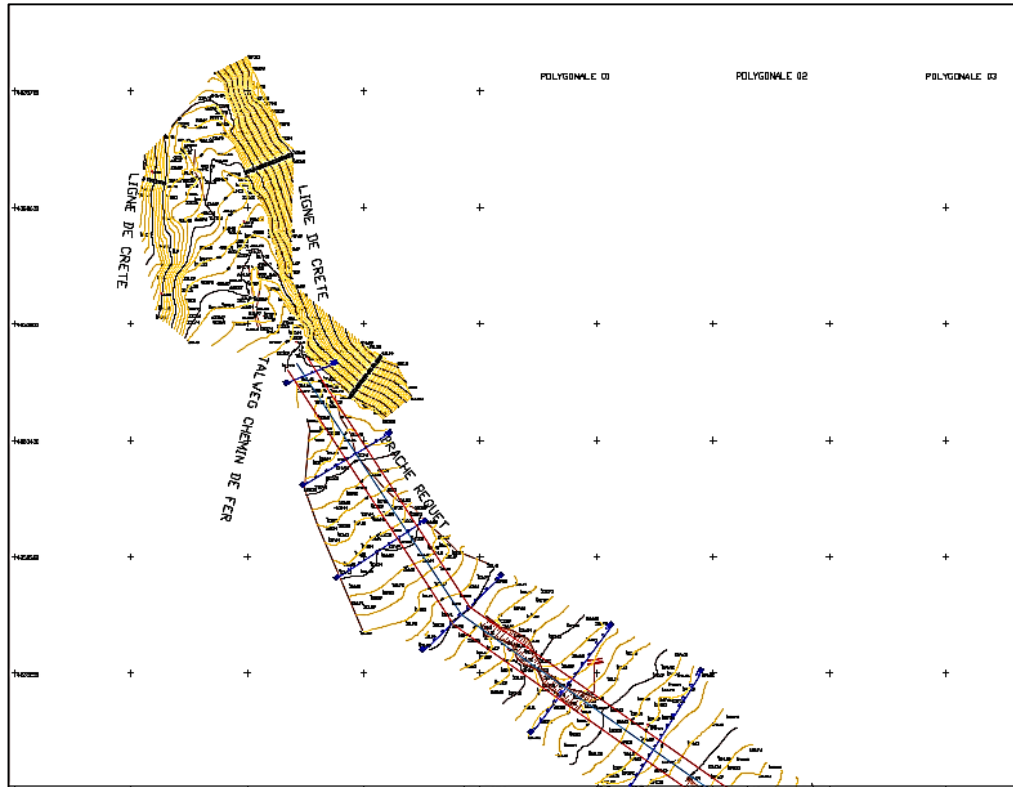


Figure 1.25 :Levé topographique de la zone d'étude partie 1 (TOUAT,2004).

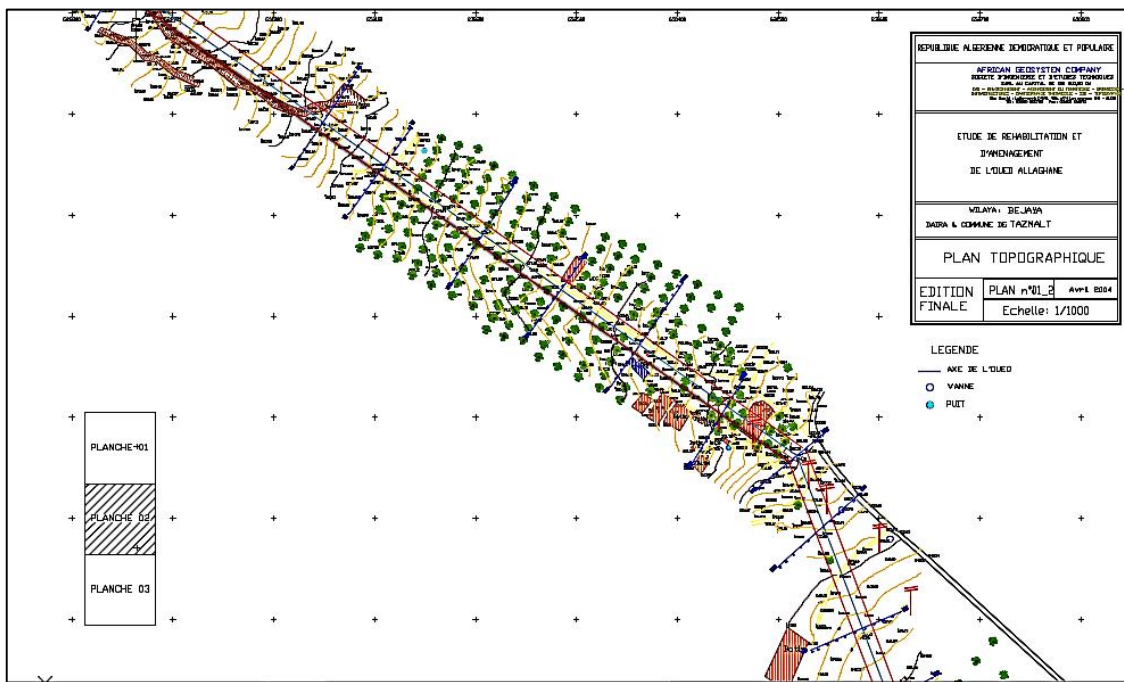


Figure 1.26 : Levé topographique de la zone d'étude partie 2 (TOUAT,2004).

Etude hydrologique

2.1. Introduction

L'hydrologie est une science pluridisciplinaire. En dehors de l'hydraulique, elle fait appel aux Sciences physiques (météorologie, physique du globe.), aux sciences naturelles (géologie, Géomorphologie.), aux mathématiques (statistique, calcul opérationnel, informatique.) et à la Technologie (appareil de mesure, télédétection...).

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de tout aménagement ou projets hydrauliques. (Séminaire-retenu Collinaire, 2009) l'étude hydrologique présentée dans ce chapitre a pour objectif d'estimer les différents volumes et débits qui traversent la zone d'étude, tels que les débits de crues, apports solides et liquides des sous bassins versants, qui nous serviront pour le dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

2.2. Délimitation du bassin versant de la zone d'étude

La délimitation de notre bassin versant est effectuée à l'aide du logiciel MapInfo sur la carte d'état-major de TAZMALT NI-31-V-62 Est. La délimitation est basée sur la ligne de Crête et des lignes de plus grandes pentes.

Le bassin versant de la zone d'étude à une forme allongée (figure 2.1). Pour une étude approfondie, nous avons divisé notre bassin en sept (07) sous bassin qui sont illustrés dans la figure (2.1).

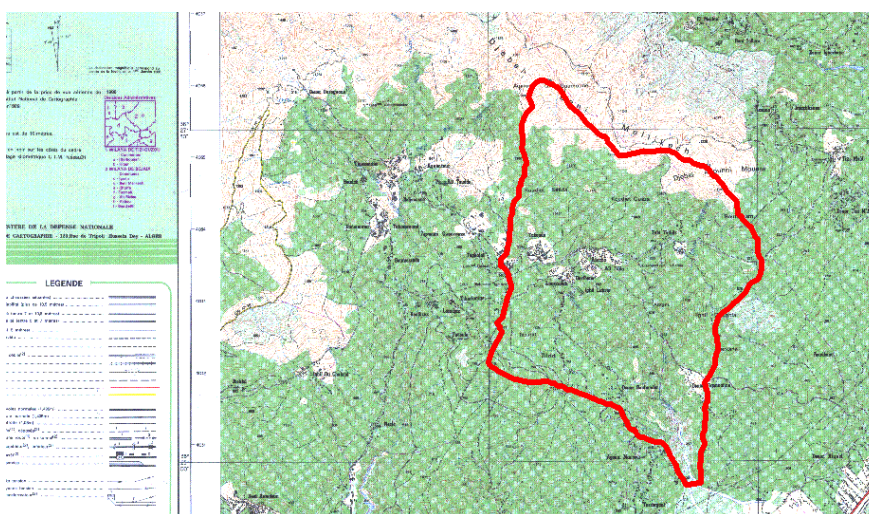


Figure 2.1 : Morphométrie du bassin versant.(Mapinfo).

2.2.1. La surface

La surface du bassin versant à une influence sur son comportement hydrologique. Elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport, volume de Précipitation ou infiltration). Cette surface est calculée à l'aide de logiciel MAPINFO sur la carte d'état-major de Tazmalt NI -31-V-52 Est calée comme le montre la figure 2.2.

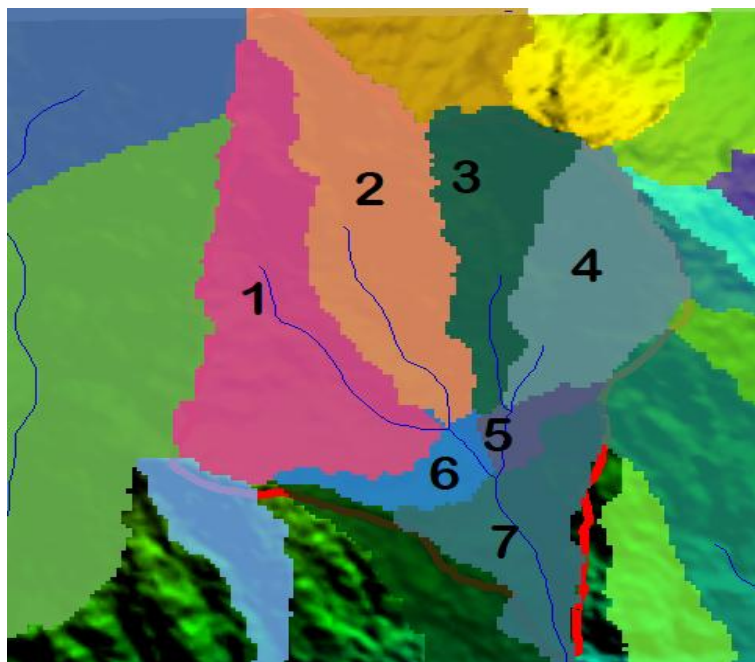


Figure 2.2 : Présentation du sous bassin versant oued Allaghane (Global Mapper).

2.2.2. Le périmètre

Le paramètre correspond à la limite extérieure du bassin, formant son contour et caractérisant sa longueur. Il a été obtenu par le logiciel MAPINFO.

Les résultats des caractéristiques morpho métriques sont illustres dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Caractéristiques morpho métriques des sous bassins.

Paramètres	Unité	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
Superficie	Km ²	3,48	2,82	1,58	1,88	0,53	0,31	1,62
Surf cum	Km ²	3,48	6,30	7,88	9,76	10,29	10,60	12,22
Périmètre	km	13,21	11,84	8,86	7,87	5,65	3,74	10,31
Péri cum	km	13,2	25,05	33,91	41,78	47,43	51,17	61,4
Altitude maximale	m	1477	1591,00	1287,00	1268,00	830	795,	760
Altitude minimale	m	505	498,00	542,00	539,00	444	445	315
Longueur de thalweg principal	km	2,157	2,0100	1,237	0,6320	0,5460	0,603	1,64

2.2.3. Indice de compacité ou de Gravelius Kc

L'indice de compacité caractérise la forme du bassin versant, et renseigne sur la vitesse de concentration des débits et la puissance des crues et de l'érosion. Kc défini par la formule (2.1).

$$K_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (2.1)$$

Avec :

- P : périmètre du bassin versant en (km)
- S : surface du bassin versant en (km²)

Le coefficient Kc de Gravelius est supérieur à 1 pour la forme du bassin allongée et proche de 1 pour un bassin de forme circulaire.

Les résultats du calcul et l'indice de Gravelius des sous bassins du bassin d'étude sont illustrées dans le (tableau 2.2)

Tableau 2.2 : Caractéristiques morpho métriques des sous bassins.

Sous bassin	L'indice de compacité c	Remarque
SB1	1,98	Bassin allongé
SB2	1,97	Bassin allongé
SB3	1,97	Bassin allongé
SB4	1,61	Bassin allongé
SB5	2,17	Bassin allongé
SB6	1,87	Bassin allongé
SB7	2,26	Bassin allongé

2.2.4. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L, l) ayant la même surface que celle du sous bassin. Elle permet de comparer les sous bassins entre eux du point de vue écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites cotes (figure 2.3).

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

2.2.4.1. Longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.12} \times \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \quad (2.2)$$

2.2.4.2. Largueur du rectangle équivalent :

$$I = \frac{Kc \times \sqrt{S}}{1.12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right) \tag{2.3}$$

Le tableau 2.3 illustre les longueurs et largeurs équivalents des sous bassins

Tableau 2.3 : Longueur et largeur équivalent des sous bassins.

Sous bassin	Longueur L (Km)	Largeur Ire (Km)
SB1	6,03	0,58
SB2	5,40	0,52
SB3	4,04	0,39
SB4	3,38	0,56
SB5	2,62	0,20
SB6	1,69	0,18
SB7	4,82	0,34
Total	27,97	2,77

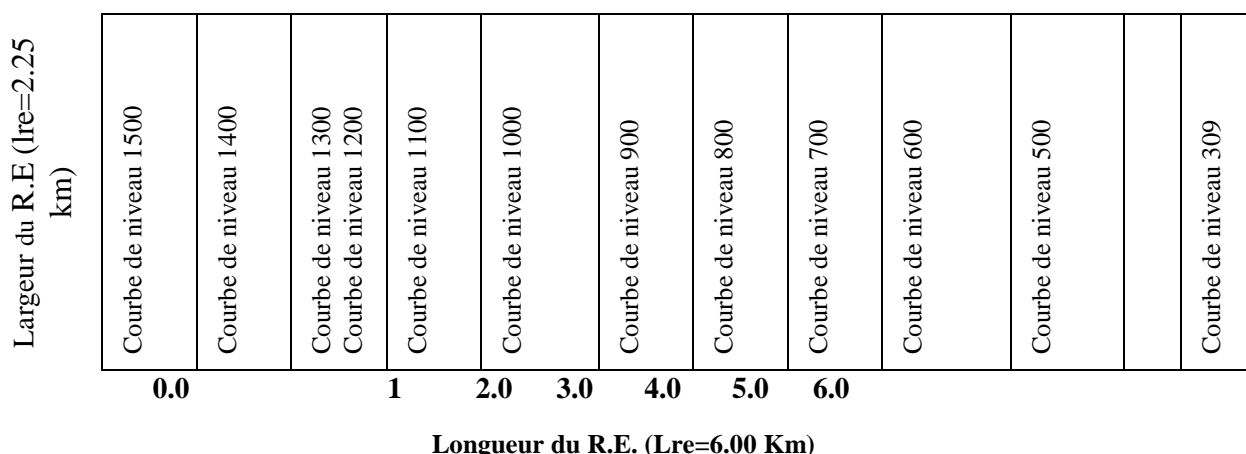


Figure 2.3 : Présentation du rectangle équivalent bassin versant Oued Allaghane.

2.3. Le relief

2.3.1. Répartition des surfaces

Pour le bassin versant, les valeurs des surfaces partielles, comprises entre les différentes courbes de niveau, sont donnés dans le tableau 2.4 dans lequel on calcule les surfaces cumulées et leur Pourcentage.

Tableau 2.4 : Surface partielle.

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Altitude (m)	Surface partielle (km ²)
309-350	0,0549	950-1000	0,581
350-400	0,1544	1000-1050	0,564
400-450	0,283	1050-1100	0,546
450-500	0,4123	1100-1150	0,504
500-550	0,474	1150-1200	0,4905
550-600	0,68	1200-1250	0,517
600-650	0,659	1250-1300	0,3828
650-700	0,869	1300-1350	0,2307
700-750	0,8	1350-1400	0,2071
750-800	0,78	1400-1450	0,1343
800-850	1,091	1450-1500	0,092
850-900	0,974	1500-1550	0,0669
900-950	0,786	1550-1600	0,00987
Total			12,34377

2.3.2. Courbes hypsométriques

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin versant, cette courbe représente la répartition de la surface du sous bassin en fonction de son altitude. Elle est obtenue à partir des résultats de tableau 2.5.

Les surfaces partielles cumulées en % sont portées sur l'axe des abscisses, et les altitudes correspondantes sur l'axe des ordonnées figure 2.3.

Tableau 2.5 : Répartitions altimétriques du bassin versant.

Courbe	Surf part	Surface cum	Surf part en %	Surf cumul %
309-350	0,0549	12,34377	0,444758773	100
350-400	0,1544	12,28887	1,250833416	99,55524123
400-450	0,283	12,13447	2,292654513	98,30440781
450-500	0,4123	11,85147	3,340146487	96,0117533
500-550	0,474	11,43917	3,839993778	92,67160681
550-600	0,68	10,96517	5,508851834	88,83161303
600-650	0,659	10,28517	5,338725527	83,3227612
650-700	0,869	9,62617	7,039988593	77,98403567
700-750	0,8	8,75717	6,481002157	70,94404708
750-800	0,78	7,95717	6,318977103	64,46304492
800-850	1,091	7,17717	8,838466692	58,14406782
850-900	0,974	6,08617	7,890620127	49,30560113

900-950	0,786	5,11217	6,36758462	41,414981
950-1000	0,581	4,32617	4,706827817	35,04739638
1000-1050	0,564	3,74517	4,569106521	30,34056856
1050--1100	0,546	3,18117	4,423283972	25,77146204
1100-1150	0,504	2,63517	4,083031359	21,34817807
1150-1200	0,4905	2,13117	3,973664448	17,26514671
1200-1250	0,517	1,64067	4,188347644	13,29148226
1250-1300	0,3828	1,12367	3,101159532	9,103134618
1300-1350	0,2307	0,74087	1,868958997	6,001975085
1350-1400	0,2071	0,51017	1,677769433	4,133016088
1400-1450	0,1343	0,30307	1,087998237	2,455246655
1450-1500	0,092	0,16877	0,745315248	1,367248418
1500-1550	0,0669	0,07677	0,541973805	0,62193317
1550-1600	0,00987	0,00987	0,079959364	0,079959364
Total	12,34377	/	/	/

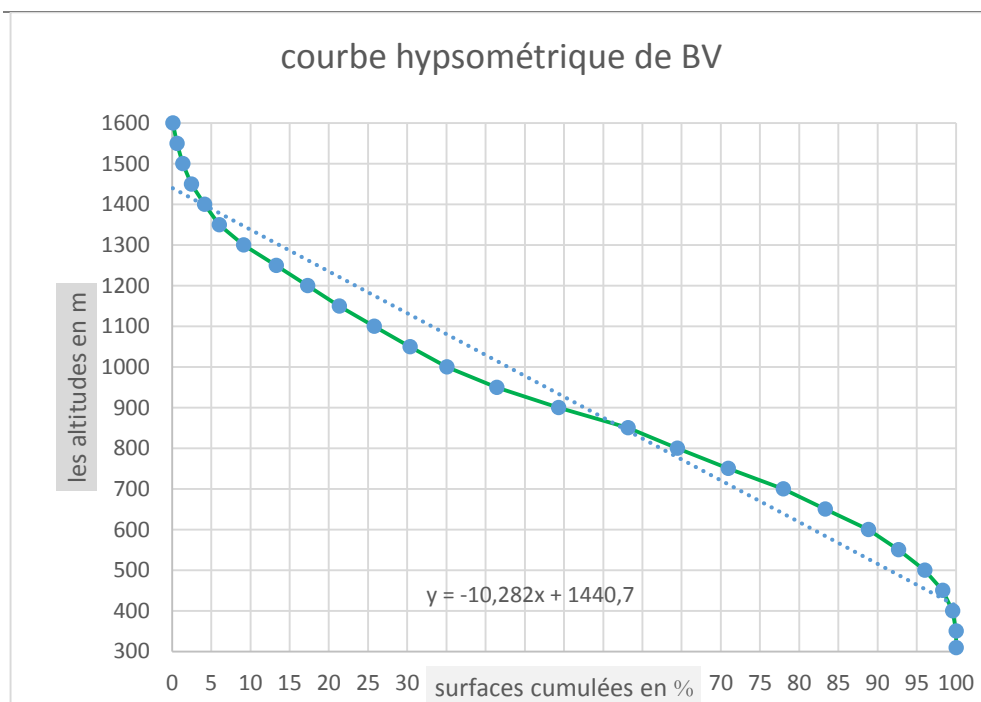


Figure 2.4 :La courbe hypsométrique du bassin versant.

2.3.3. Les altitudes caractéristiques

De cette courbe sont extraites les altitudes caractéristiques à 5 % et à 95% servant à évaluer la pente moyenne du thalweg principal, et autres paramètres hydrologiques.

- Altitude à 5%
H 5% =1389.3 m
- Altitude a 95%
H 95% = 464.1 m

- Altitude médiane

$$H_{\text{Med}} = 926.7 \text{ m}$$

Les altitudes caractéristiques et l'altitude maximale et minimale sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas du bassin, généralement c'est à l'exutoire. Les résultats sont donnés dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6 : Altitudes caractéristiques des sous bassins versants.

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6	SB7
Altitude maximale (m)	1 477,00	1 591,00	1 287,00	1 268,00	830,00	795,00	760,00
Altitude minimale (m)	505,00	498,00	542,00	539,00	444,00	445,00	315,00

♦ **Altitude Moyenne :**

L'altitude moyenne est calculée à partir de la formule 2.4 suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{1}{A} \times \sum_{i=1}^n S_i \times \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \quad (2.4)$$

Avec :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant en (m).
- A : surface totale du bassin versant en (km²).
- S_i : surface comprise entre deux courbes de niveau en (km²).
- $h_i + h_{i+1}$: altitudes haut et bas qui délimite la surface S_i en (m).

$$H_{\text{moy}} = 868,91 \text{ m}$$

2.3.4. Indice de pente globale I_g

Il est défini comme étant le rapport entre la différence d'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur de rectangle équivalent. Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique.

L'indice de pente globale est donné par formule 2.5 suivante :

$$I_g = D/L \quad (2.5)$$

Avec :

- D : dénivelée entre H5% et H95% en (m)
- L : longueur de rectangle équivalent (km)

H5% et H95% sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%

$$I_g = 0,033 \text{ m/m}$$

2.3.5. La pente moyenne

La pente moyenne s'exprime en (%) à partir de l'expression 2.6 suivante :

$$P_{\text{moy}} = \frac{\delta \times \left(\frac{10+ln}{2} + l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} \right)}{S} \quad (2.6)$$

Avec :

- δ : dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)
- Li : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3... n (km)
- S : surface de bassin versant (km²)

$$P_{\text{moy}} = 39,19 \%$$

2.3.6. Dénivelée spécifique D_s

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule 2.7 suivante :

$$D_s = D \times \sqrt{\frac{l}{L}} \quad (2.7)$$

Avec :

- D_s : Dénivelée spécifique.
- D : dénivelée entre H5% et H95% (m).
- l : largeur du rectangle équivalent (km).
- L : longueur du rectangle équivalent (km).

Les résultats de la dénivelée spécifique du bassin versant sont donnés dans le tableau 2.7 suivant :

Tableau 2.7 : Dénivelée spécifique.

BASSINS VERSANT	Altitude à 5%	Altitude à 95 %	Largeur l (km)	Longueur L (km)	Dénivelé spécifique DS	Classification
	1389.3	464.1	2.77	27.9	291.16	50 < Ds < 100 Modéré

D'après les résultats de calcul de dénivelée spécifique on déduit que le relief de bassin versant de l'oued Allaghane est du relief modéré.

2.4. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique constitue les chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Il est caractérisé par la hiérarchisation du réseau, le nombre et les longueurs des cours d'eau et son profil en long.

2.4.1. Hiérarchisation du réseau

La classification d'un réseau hydrographique est une manière de hiérarchiser l'ensemble des branches de ce réseau en attribuant à chacune une valeur entière qui caractérise son importance. Plusieurs classifications différentes ont été élaborées, pour la hiérarchisation de notre réseau hydrographique, nous nous sommes référés à la classification d'Horton, on classe de façon rationnelle les différents cours d'eau, selon leur importance (figure)

- Ordre 1 : ruisseau qui n'a pas de tributaire (d'affluent).
- Ordre 2 : ruisseau ayant au moins des affluents d'ordre 1.
- Ordre 3 : ruisseau ayant au moins des affluents d'ordre 2.
- Ordre 4 : ruisseau ayant au moins des affluents d'ordre 3.
- Ordre 5 : ruisseau ayant au moins des affluents d'ordre 4.

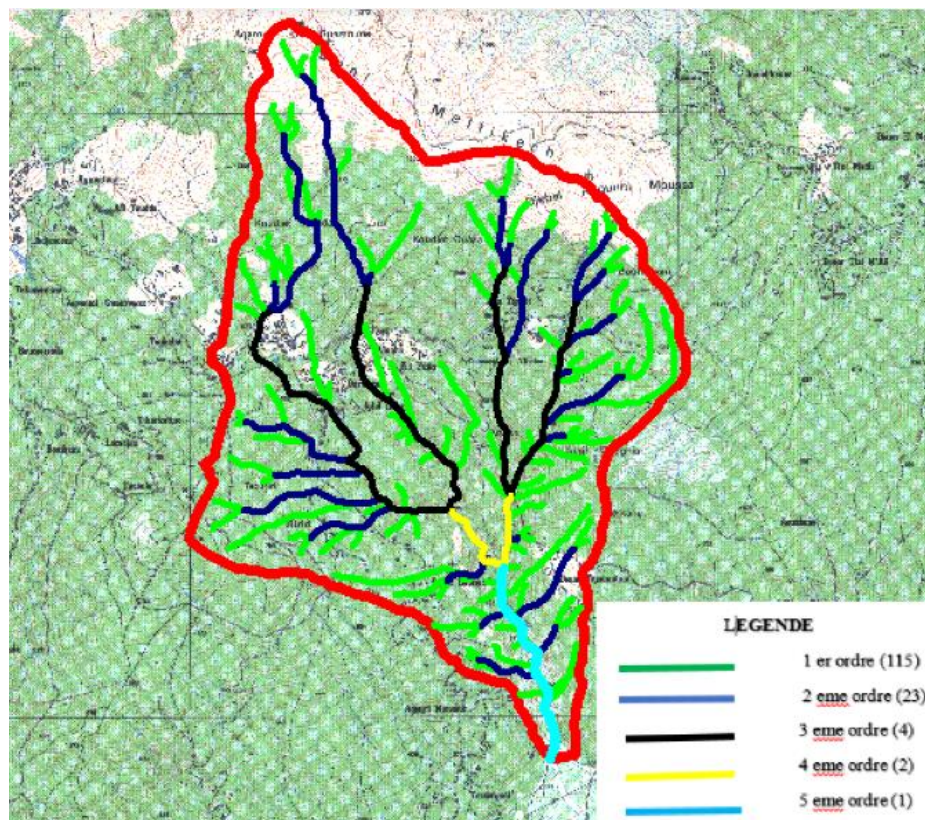


Figure 2.5 : Classification de réseau hydrographique.

2.4.2. Densité de drainage

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des talwegs du bassin versant et la surface de ce dernier. Elle est donnée par la formule (2.8)

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (2.8)$$

Avec :

- D_d : densité de drainage en (km/km²).
- L_i : longueur talwegs en (km).
- S : surface du bassin versant en (km²).

$$D_d = 0.72 \text{ km/km}^2$$

2.4.3. La pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau principal permet de déterminer la vitesse d'écoulement vers l'exutoire. Une pente faible permet à l'eau de s'infiltrer dans le sol tant que qu'une forte pente facilite l'écoulement superficiel, elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{L} \quad (2.9)$$

Avec :

- P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau principale
- ΔH : la dénivellation entre H_{max} et H_{min} en (m)
- L : la longueur du cours d'eau principale

Les résultats des pentes moyennes sont donnés dans le tableau 2.8

Tableau 2.8 : La pente moyenne du cours d'eau principale.

Sous Bassin	Hmax (m)	Hmin(m)	ΔH (m)	L (Km)	Pm%
SB1	1477	505	972	2,15	452,093
SB2	1591	498	1093	2,01	543,7811
SB3	1287	542	745	1,23	605,6911
SB4	1268	539	729	0,63	1157,143
SB5	830	444	386	0,55	701,8182
SB6	795	445	350	0,603	580,4312
SB7	760	315	445	1,644	270,6813

2.5. Temps de concentration

Le temps de concentration T_c est le temps que met une goutte d'eau pour arriver du point le plus éloigné du bassin versant vers l'exutoire du bassin versant. Il est calculé par les formules empiriques suivantes :

♦ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S + 1,5 \times L}}{0,8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (2.10)$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration en (heure)
- S : Surface du bassin versant en (Km)
- L : Longueur du talweg principal en (Km)
- H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant en (m)
- H_{min} : altitude minimale du bassin versant en (m)

♦ **Formule de PASSINI (pour les grands BV) :**

$$T_c = 0,108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I_{moy}}} \quad (2.11)$$

♦ **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,945 \times \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}} \quad (2.12)$$

Avec :

- D : différence entre les extrémités du thalweg en (m)

♦ **Formule SR Etat de Californie :**

$$T_c = 3,98 \times \left(\frac{L}{\sqrt{I_{moy}}} \right)^{0,77} \quad (2.13)$$

Les résultats obtenus de l'application des formules empiriques sont illustrés dans le tableau 2.9 suivant :

Tableau 2.9. Temps de concentrations pour les sous bassins avec les différentes formules.

Temps de concentration	T_c	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
GIANDOTTI	h	0,700	0,631	0,475	0,442	0,225	0,190	0,401
PASSINI	h	0,526	0,427	0,313	0,245	0,185	0,135	0,492
KIRPICH	h	0,161	0,143	0,094	0,043	0,046	0,055	0,160

SR ETAT DE CALIFORNIE	h	1,013	0,881	0,626	0,352	0,362	0,346	1,022
------------------------------	---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Dans notre étude nous adoptons pour les résultats de la formule de **GIANDOTTI**.

2.5.1. Vitesse moyenne de ruissèlement

Vitesse moyenne de ruissèlement est donnée par la formule 2.14 suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (2.14)$$

Avec :

- V_r : Vitesse moyenne de ruissèlement (km/h),
- L : Longueur du talweg principale (km),
- T_c : temps de concentration (h)

Tableau 2.10. Vitesse moyenne du ruissèlement.

SOUS BASSINS	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6	SB7
L (km)	2,15	2,01	1,23	0,63	0,54	0,604	1,644
Tc (h)	0,700	0,631	0,475157237	0,442	0,225	0,190	0,401
Vr (km/h)	3,070	3,182	2,588	1,423	2,392	3,175	4,095

2.6. Analyse des données pluviométriques

Nous utiliserons pour les besoins du calcul des différents paramètres pluviométriques les données de la station pluviométrique de Bejaia.

2.6.1. La précipitation moyenne annuelle

Elles sont obtenues à partir de la relation 2.15 suivante :

$$P_0 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad (2.15)$$

Avec :

- P_0 : précipitation moyenne annuelle.
- P_i : précipitation moyenne mensuelle.
- n : nombre des valeurs observées.

2.6.2. L'écart type

L'écart type σ est donné par la relation 2.16 suivante :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - P_0)^2}{n-1}} \quad (2.16)$$

2.6.3. Coefficient de variation

Celui-ci est donné par la relation 2.17 suivante :

$$C_v = \frac{\sigma}{P_0} \tag{2.17}$$

2.6.4. Précipitations moyennes annuelles et maximales journalières de la station de Bejaia

Les données des précipitations moyennes annuelles et maximales journalières à Bejaia sont résumé dans le tableau 2.11 suivant :

Tableau 2.11 : Données des précipitations moyennes annuelles et maximales journalières à TAZMALT.(Infoclimat)

année	mois	janvier	fevrier	mars	avril	mai	juin	juillet	août	sep	octobre	novembre	dece	p annelle	p0	pj max
1996		108,1	259,1	66,9	126	66,7	54,5	12,6	6	43	64,9	106,2	67,9	981,9	81,825	42
1997		78,2	32,98	29,2	72,1	20,4	46,1	4	25,1	39,1	278,6	134,6	125,3	885,68	73,8066667	83,1
1998		27,1	95	84,2	177,4	182	6,5	0	196,1	69,2	95,4	217,1	102	1867,58	155,6316667	66
1999		0	0	0	0	0	0	0	0	17,2	35,9	127,8	261,2	442,1	36,84166667	42
2000		95,1	36,5	23,2	40,2	64,2	10,5	11	0	16	75,3	55,1	84,3	511,4	42,61666667	31
2001		227,3	126,5	15,9	57	57,7	0	0	20,9	53	6	193,2	81,3	953,5	79,45833333	90
2002		59	77	55	17	22	0	79	24	61	38	183	206	821	68,41666667	71
2003		310	69	29	140	27	0	8	2	115	63	41	169	973	81,08333333	48
2004		144	55	87	108	73	26	0	4	17	30	176	136	1794	149,5	63
2005		163	160	55	41	7	0	0	5	27	34	111	170	773	64,41666667	59
2006		136	140	47	16	53	4	1	34	35	88	13	40	607	50,58333333	49
2007		0	0	0	0	0	0	3	9	64	146	194	0	1380	115	31
2008		7	19	44	37	63	7	2	6	156	58	128	72	599	49,91666667	58
2009		240	70	61	85	51	0	4	10	188	39	125	133	1006	83,83333333	74
2010		51	56	107	42	49	37	0	6	38	135	173	69	1605	133,75	78
2011		53	149	35	74	82	33	0	6	160	67	118	0	777	64,75	28
2012		89	323	75	196	10	3	1	87	64	83	0	0	931	77,58333333	34
2013		0	0	0	0	0	32	11	69	43	35	185	51	1708	142,33333333	65
2014		83	58	133	17	10	66	0	1	6	76	85	311	846	70,5	65
2015		123	140	70	3	19	1	6	4	24	40	5,17	0	435,17	36,26416667	50
2016		101	113	196	48	61	13	0	0	39	20	45	45	1281,17	106,7641667	42
2017		269	51	6	69	0	10	3	0	18	33	213	141	813	67,75	51
2018		47	138	195	71	73	19	0	14	54	122	49	18,6	800,6	66,71666667	61
2019		197,8	47,7	96,3	24,4	32	3,8	0,2	5,6	58	87,7	125,7	55,9	1613,6	134,4666667	70
2020		39,2	0	145	42,4	1,4	17	13	5,8	64,2	88,2	134,4	90,4	641	53,41666667	81
2021		63,9	13	78	99	29	5,4	4	0,6	16,4	56	188,8	21	575,1	47,925	54
	moyenne	108,468	89,1512	69,348	64,1	42,136	15,792	6,512	21,404	53,244	79,52	123,0428	102,756	1024,872	85,406	59,444
	ecart type	85,8650964	79,2939129	54,2874499	53,2837157	39,6656193	18,7666447	15,4446386	41,561338	43,3117488	57,1415861	67,1631131	78,4096549	428,550852	35,712571	17,13775185
	cv	0,79161685	0,88943181	0,78282647	0,83125921	0,94137126	1,18836403	2,371719687	1,94175565	0,81345783	0,71858131	0,54585163	0,76306644	0,41815061	0,41815061	0,2883007848

2.6.5. Les précipitations maximales journalières fréquentielles

Les précipitations maximales journalières fréquentielles sont évaluées par deux lois de distribution :

◆ Loi de Galton

$$P_{jmax\%} = \frac{P_{jmax}}{\sqrt{C_v+1}} \times e^{u \sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \tag{2.18}$$

◆ Loi de Gauss

$$P_{jmax\%} = (P_0 + \delta \times U) \tag{2.19}$$

Avec :

- U : variable réduite de Gauss.
- Xt : précipitation à T précis.

- \bar{X} =précipitation moyenne.
- Y =écart type.

U désigne la variable de Gauss pour une période de retour donnée. Les valeurs de U sont calculées à l'aide de logiciel **HYFRAN**

$$U = \frac{X_T - \bar{X}}{\delta} \times Y \tag{2.20}$$

Tableau 2.12 :Variable de Gauss pour une période de retour.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	182	33.1	117 - 247
2000.0	0.9995	158	26.0	108 - 209
1000.0	0.9990	148	23.1	103 - 194
200.0	0.9950	126	16.9	92.6 - 159
100.0	0.9900	116	14.4	87.7 - 144
50.0	0.9800	106	12.1	82.5 - 130
20.0	0.9500	92.9	9.17	74.9 - 111
10.0	0.9000	82.6	7.15	68.6 - 96.6
5.0	0.8000	71.6	5.33	61.2 - 82.0
3.0	0.6667	62.7	4.17	54.5 - 70.8
2.0	0.5000	54.5	3.47	47.7 - 61.3

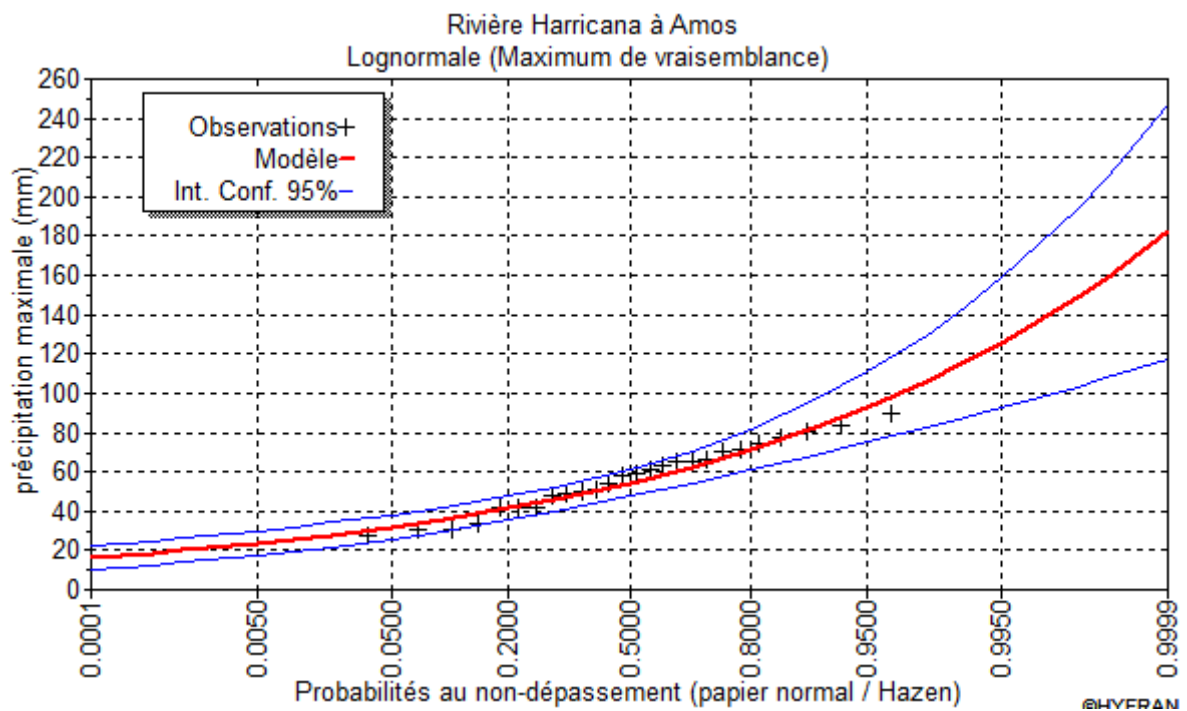


Figure 2.6 : L'ajustement de Gauss.

Les valeurs de U sont résumées dans le tableau 2.13 suivant :

Tableau 2.13. Les valeurs de U pour des différentes périodes de retour.

Période de retour 1 fois tous les	2	3	5	10	20	25	50	100
Variable de Gauss U	0.28	0.29	0.70	1.35	1.95	2.24	2.71	3.3

2.6.6. Les débits spécifiques fréquentiels

Les débits spécifiques fréquentiels I% sont donnés par la formule de Montana suivante :

♦ Formule MONTANA

$$I\% = \frac{P_{jmax\%}}{24} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \times \frac{100000}{3600} \quad (2.21)$$

Avec :

- t : durée de l'averse qui est prise égale à 0.33 heure.
- b : exposant climatique qui est pris égale à 0.42 (AGC).

Les précipitations maximales journalières fréquentielles notée PJ max%, adoptées pour le calcul des intensités pluviométriques fréquentielles, représentent les valeurs maximales entre celles données par la loi de Galton et celle de la loi de Gauss. Les différents résultats obtenus sont donnés dans le tableau 2.14 suivant :

Tableau 2.14 : Précipitations maximale journalières fréquentielles.

Période	P ₀	Écart		U	PJmax%	PJmax%	PJmax%	I%(I/sh)
		type	Cv		GALTON	Gauss	retu	
10ans	85,4	17,14	0,29	1,35	83,81	108,55	108,55	150,56
20ans	85,4	17,14	0,29	1,95	99,42	118,86	118,86	164,85
25ans	85,4	17,14	0,29	2,24	108,19	123,96	123,96	171,92
50ans	85,4	17,14	0,29	2,71	123,54	131,96	131,96	183,02
100ans	85,4	17,14	0,29	3,30	151,83	141,96	151,83	210,58

La précipitation moyenne annuelle P₀ égale à 85.4.

2.7. Les apports

2.7.1. Apports liquides

L'estimation des apports annuels permet en dehors du dimensionnement des ouvrages de mieux appréhender les caractéristiques des crues et transports solides. Il existe plusieurs outils d'évaluation des apports liquides mis au point par différents auteurs depuis 1948.

♦ Relation de COUTAGNE (1948)

a) Relation de COUTAGNE 1

$$L_e = 1.024 \times (P_a - 0.26)^2 \quad (2.22)$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulee (m).
- P_a : pluviométrie moyenne annuelle (mm).

La pluviométrie moyenne annuelle à Bejaia est de 1004,41 mm/an

Tableau 2.15 : Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation I de Coutagne1.

Paramètre	Symbole	Unité	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
La surface de bassin versant	S	Km2	3,48	2,82	1,58	1,88	0,53	0,31	1,62
Pluviométrie annuelle moyenne	P_a	mm/an	1 024,89	1 024,89	1 024,89	1 024,89	1 024,89	1 024,89	1 024,89
La lame d'eau écoulee	le	m	0,599	0,599	0,599	0,599	0,599	0,599	0,599
		mm	599,10	599,10	599,10	599,10	599,10	599,10	599,10
Volume	V	hm3	2,0849	1,6895	0,9466	1,1263	0,3175	0,1857	0,9717
Débit spécifique	Qsp	l/s.km2	18,9973	18,9973	18,9973	18,99	18,9973	18,9973	18,9973
Débit	Q	m3/s	0,06611	0,05357	0,03002	0,03	0,01007	0,00589	0,03081
TOTAL			0,23218						

b) Relation de COUTAGNE 2

$$L_e = (0.164 - 0.00145 \times \sqrt{S}) \times P_a \quad (2.23)$$

Avec :

- S : la surface de bassin versant (km²).
- P_a : pluviométrie moyenne annuelle (mm).

Tableau 2.16. Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation II de Coutagune 2.

Paramètre	Symbole	Unité	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
La surface de bassin versant	S	Km ²	3,48	2,82	1,58	1,88	0,53	0,31	1,62
Pluviométrie annuelle moyenne	Pa	mm/an	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89
La lame d'eau écoulée	le	m	0,165	0,166	0,166	0,166	0,167	0,167	0,166
		mm	165	166	166	166	167	167	166
Volume	V	hm ³	0,58	0,47	0,26	0,31	0,09	0,05	0,27
Débit spécifique	Qsp	l/s.km ²	5,241	5,250	5,270	5,265	5,295	5,303	5,269
Débit	Q	m ³ /s	0,018	0,014	0,0083	0,0098	0,0028	0,0016	0,0085

♦ **Relation de SAMIE**

$$L_e = 0,736 \times (P_a - 0,232) \quad (2.24)$$

Avec :

- Pa : pluviométrie moyenne annuelle (mm).

Tableau 2.17 : Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation de Samie.

Paramètre	Symbole	Unité	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
La surface de bassin versant	S	Km ²	3,48	2,82	1,58	1,88	0,53	0,31	1,62
Pluviométrie annuelle moyenne	Pa	mm/an	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89
La lame d'eau écoulée	Le	m	0,4627	0,4627	0,4627	0,4627	0,4627	0,4627	0,4627
		mm	462,7	462,7	462,7	462,7	462,7	462,7	462,7
Volume	V	hm ³	1,610	1,30	0,73107	0,86988	0,25	0,14	0,75
Débit spécifique	Qsp	l/s.km ²	14,67	14,67	14,67	14,67	14,67	14,67	14,67
Débit	Q	m ³ /s	0,051	0,041	0,023	0,027	0,007	0,004	0,023

♦ **Relation d'ANRH (1985)**

$$V = 0,915 \times P_a^{2,685} \times S^{0,842} \quad (2.25)$$

- S : la surface de bassin versant (km²).
- Pa : pluviométrie moyenne annuelle (mm).

Tableau 2.18 : Apports moyens interannuels des sous bassins versants selon la relation d'ANRH.

Paramètre	Symbole	Unité	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
Pluviométrie annuelle moyenne	Pa	mm/an	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,89	1024,8	1024,8
La surface de bassin versant	S	Km2	3,48	2,82	1,58	1,88	0,53	0,31	1,62
La lame d'eau écoulée	A	mm	802,63	829,75	909,28	884,65	1080,57	1176,12	905,52
Volume	V	hm3	2,79	2,340	1,437	1,663	0,573	0,36	1,469
Débit spécifique	Qsp	l/s.km2	25,45	26,31	28,83	28,05	34,26	37,29	28,71
Débit	Q	m3/s	0,088	0,074	0,045	0,052	0,018	0,011	0,04

Tableau 2.19 : Récapitulatif des résultats de la lame d'eau pour les différents BV.

SOUS BASSINS	COUTAGNE 1	COUTAGNE 2	SAMIE	ANRH	MOYENNE
SB 1	599,1	165	462,7	802,63	408,933
SB 2	599,1	166	462,7	829,75	514,3875
SB 3	599,1	166	462,7	909,289	534,2722
SB 4	599,1	166	462,7	884,65	528,1125
SB 5	599,1	167	462,7	1080,573	577,3432
SB 6	599,1	167	462,7	1176,127	601,2317
SB 7	599,1	166	462,7	905,527	533,3317

Tableau 2.20. Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel pour les différents SB Apport Moyen annuel V(Hm3).

SOUS BASSINS	COUTAGNE 1	COUTAGNE 2	SAMIE	ANRH	MOYENNE
SB 1	2,08	0,58	1,61	2,79	1,765
SB 2	1,69	0,47	1,3	2,34	1,45
SB 3	0,95	0,26	0,73	1,44	0,845
SB 4	1,13	0,31	0,87	1,66	0,9925
SB 5	0,32	0,09	0,25	0,57	0,3075
SB 6	0,18	0,05	0,14	0,36	0,1825
SB 7	0,97	0,26	0,75	1,46	0,86

Tableau 2.21 : Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel pour les différents BV Débit spécifique q (l/s/km²).

SOUS BASSINS	COUTAGNE		SAMIE	ANRH	MOYENNE
	1	2			
SB 1	18,99	5,24	14,67	25,45	16,0875
SB 2	18,99	5,25	14,67	26,31	16,305
SB 3	18,99	5,27	14,67	28,83	16,94
SB 4	18,99	5,26	14,67	28,05	16,7425
SB 5	18,99	5,29	14,67	34,26	18,3025
SB 6	18,99	5,3	14,67	37,29	19,0625
SB 7	18,99	5,26	14,67	28,71	16,9075

Après l'analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la formule la plus proche de la moyenne est celle de COUTAGNE 1.

2.7.2. Apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

◆ Formule de TIXERONT

Cette relation a été calée sur la base de corrélation établies entre l'apport moyen annuel (A) et un coefficient de perméabilité(α). Les informations de base sont issues d'observations et de mesures sur les oueds algériens ainsi que de leurs bassins versants.

$$T_a = \alpha \times (L_e^{0.15}) \quad (2.26)$$

Avec :

- T_a : taux d'abrasion exprimé en (t/km²/an).
- L_e : lame d'écoulement exprimée en mm, déterminé à partir de l'apport liquide moyenne.
- α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin. Pour les bassins à perméabilité moyenne $\alpha = 75$ montré au tableau suivant.

Tableau 2.22 : Paramètre caractéristique de perméabilité .					
α	8.5	75	350	1400	3200
Degré de perméabilité	Elevée	Moyenne	Moyenne faible	Faible	Imperméable

Les résultats des apports liquides des sous bassin sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.23 : Résultats des apports solides des sous bassin.

N° de SB	Paramètres		Taux d'abrasion			Global (m ³ /km ² .an)	Apports solides (m ³ /an)
	Symbole	Valeur	Suspension (t/km ² .an)	Charriage (t/km ² .an)	Total (t/km ² .an)		
SB1	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	4 959,03
SB2	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	4 018,52
SB3	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	2 251,51
SB4	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	2 679,02
SB5	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	755,25
SB6	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	441,75
SB7	A	599,10	913,47	182,69	1 096,16	1 425,01	2 311,36
Total	/	4 193,69	6 394,27	1 278,85	7 673,12	9 975,06	17 416,45

2.8. Les Débits de crues

L'étude des crues a pour objectif d'estimer les débits de pointe et de définir la forme de l'hydrogramme de crue, afin de dimensionner les ouvrages de protection il existe une infinité des méthodes de calculs des débits de crues. Ces dernières peuvent être classées en deux catégories.

Méthodes historiques : études des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues. (Les niveaux atteints par les crues du passé)

Méthodes empiriques : relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la Pluie et la période de retour comme les formules dans notre étude, nous allons utiliser les méthodes empiriques. Car elles sont fréquemment utilisées et mieux adaptées pour les petits bassins.

◆ Relation de TURAZZA (1947)

Cette relation se base sur les pluies maximales journalières

$$Q_{\max f\%} = \frac{ptcf\% \times Sa}{3.6 \times Tc} \quad (2.27)$$

Avec :

- Q_{max f %} : débit de crues de fréquence recherchée (m³/s)
- P_{tc f %} : pluie de la même fréquence que Q_{max f %} (mm).
- S : surface du bassin versant.
- T_c : temps de concentration en heures.

Le coefficient de ruissellement α est relevé du tableau Klibachev Gorochkov, 1970 en fonction de la catégorie de sol, la surface de BV et PJ max.

Tableau 2.24 : Klibachev Gorochkoy.(RABET.BEN HAMOU 2018)

Catégorie du sol	Appellation des sols	PJ max en mm	Superficie des BV en km²				
			< 0,1	0,1- 1,0	1- 10	10- 100	<100
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Asphalte, Roche non Fissurée, Béton	1	1	1	1	1	1
2	Sols argileux gras, Croûtes et sols encroûtés	<80	0.80	0.70	0.65	0.65	0.60
		81-150	0.90	0.85	0.80	0.80	0.80
		151-200	0.95	0.90	0.90	0.90	0.90
		> 200	0.95	0.95	0.95	0.90	0.90
3	Sols argileux, podzols, sols podzolisés sols forestiers d'argiles grises, sols argileux gris et lourds, Sols des toundras et marais	< 80	0.70	0.60	0.55	0.50	0.45
		81-100	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65
		101-150	0.85	0.80	0.75	0.65	0.65
		151-200	0.85	0.85	0.80	0.70	0.70
		>200	0.90	0.90	0.80	0.75	0.75
4	Tchernozems, Sols châtaîns, Löss, Sols carbonates	< 80	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30
		81-150	0.65	0.55	0.50	0.45	0.40
		151-200	0.75	0.70	0.65	0.60	0.55
		>200	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
5	Limons sableux, sols Marron et gris- marron Des zones steppiques et Désertique sols gris et Limono sableux	< 80	0.35	0.28	0.20	0.20	0.15
		81-150	0.45	0.35	0.25	0.25	0.20
		151-200	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30
		>200	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
6	Sols sablonneux, Gravier, sols à cailloux Friables.	/	0.25	0.20	0.15	0.10	0.10

Le coefficient de ruissellement $\alpha = 0,65$

P_{tc} % est la pluie de la même fréquence que Q_{max} f % en (mm) et donnée par la relation :

$$PT_C = P_{jmax\%} \times \left(\frac{T_c}{24}\right)^\beta \quad (2.28)$$

- B : paramètre régional, pour notre zone d'étude il est pris égal à 0.36

Les résultats de calcul du débit de crue pour les sous bassins sont illustres dans le tableau suivant :

Tableau 2.25 : Pluies de même fréquence pour des différentes période de retour.

Pluie de même fréquence que Qmax Ptc (mm)							
Période de retour	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
10 ans	30,41	29,27	26,44	25,77	20,21	19,01	30,49
20 ans	33,29	32,05	28,95	28,21	22,12	20,82	33,38
25 ans	34,72	33,43	30,20	29,42	23,07	21,71	34,81
50 ans	36,96	35,59	32,15	31,32	24,56	23,11	37,06
100 ans	39,76	38,28	34,58	33,70	26,42	24,86	39,87

Tableau 2.26. Débit de crue des sous bassins versants.

Débit de crue Max (m3/S)							
Période de retour	BV1	BV2	BV3	BV4	BV5	BV6	BV7
10 ans	27,29	23,66	15,88	19,79	8,59	5,60	22,26
20 ans	29,88	25,90	17,39	21,67	9,411330	6,13	24,38
25 ans	31,16	27,02	18,13	22,59	9,815200	6,39	25,42
50 ans	33,18	28,76	19,30	24,05	10,44	6,80	27,07
100 ans	35,69	30,94	20,77	25,88	11,24	7,32	29,12

$Q_{max\ total} = 160,987\ m3/s$

Dans le tableau 2.27 nous avons calculé le débit maximal de bassin versant de l'Oued Allaghane pour les différentes périodes de retour

Tableau 2.27. Débit de crue du bassin versants.

Périodes de retour	10ans	20ans	25ans	50ans	100ans
Débites max (Q) m3/s de bassin versant	123.1	134.78	140.56	149.64	160.98

2.8.1. Caractéristiques de la crue

L'hydrogramme de crue est une courbe qui nous renseigne sur les différentes caractéristiques de la crue ; la durée et le débit de pointe qui sera le débit du projet. L'hydrogramme de crue est modélisé à l'aide de deux équations paraboliques, l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue

Le temps monté

$$Q_{mt} = Q_{max}(f) \left(\frac{t}{tm} \right)^m \quad (2.29)$$

La décrue

$$Q_{dt} = QT_{max}(f) \left(\frac{tb-t}{td} \right)^n \quad (2.30)$$

Avec :

- Q_{mt} : Débit instantané au moment de la montée (m³/s)
- $Q_{max, f}$: Débit maximum de crue (m³/s)
- Q_{dt} : Débit instantané au moment de la décrue (m³/s)
- t_m : temps de montée en heures
- t_d : temps de décrue en heures
- m et n : puissance des paraboles, pour les bassins versants de petits gabarits $m=2$ et $n=3$
- t_b : temps de base en heures.

Où :

- $t_b = t_m + t_d$
- t_m : le temps de montée est assimilé au temps de concentration t_c .
- t_d : le temps de décrue égale :

$$t_d = \gamma \times t_m \quad (2.31)$$

γ est un coefficient de forme estime à partir de certaines caractéristiques physiques

du cours d'eau $\gamma = 3$.

Tableau 2.28 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

N	Description de forme de l'hydrogramme de crue	γ
1	Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versant dénudés et faiblement perméables	2,0 - 2,5
2	Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versant boisés ou perméables, moyens cours d'eau avec des terrasses de lit majors normales	3,0 - 4,0
3	Grande et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues	4,0 - 7,0

Dans ce qui suit, nous donnons les hydrogrammes des crues pour les différentes fréquences pour chaque sous bassin versant.

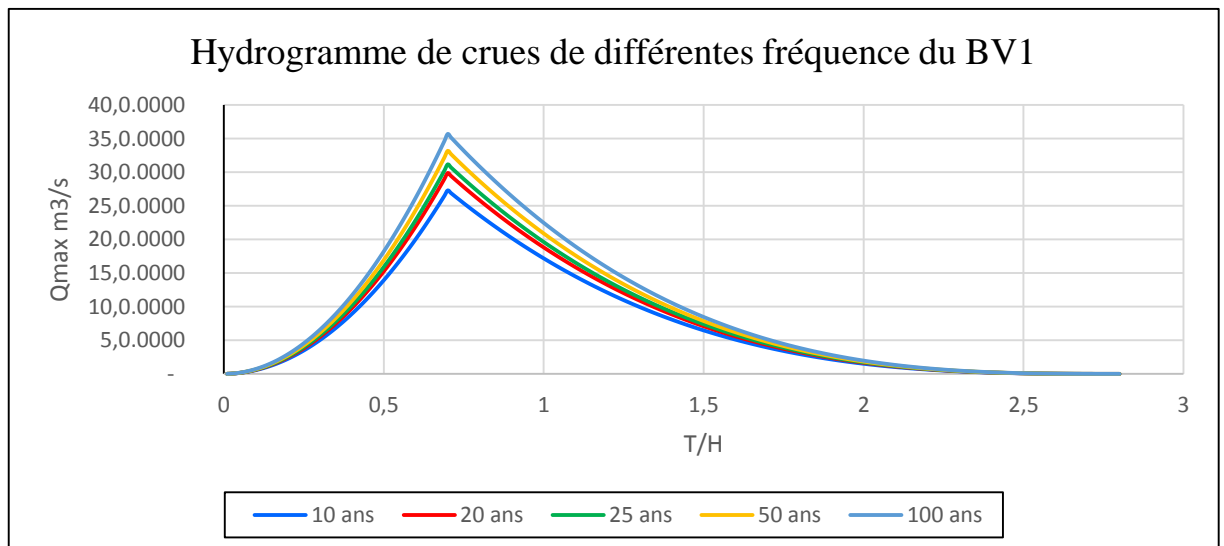
- **Sous bassin N°1**

Tableau 2.29 : Débit de crue de sous bassin N°1.

Période de retour	Débit de crue Max% (m3/S) BV1
10 ans	27,297
20 ans	29,887
25 ans	31,169
50 ans	33,181
100 ans	35,696

Tableau 2.30 : Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°1.

TC	0,70	Heure
Tm	0,70	Heure
Td	2,10	Heure
Tb	2,80	Heure

**Figure 2.7 : Hydrogramme de crue de SB1.**

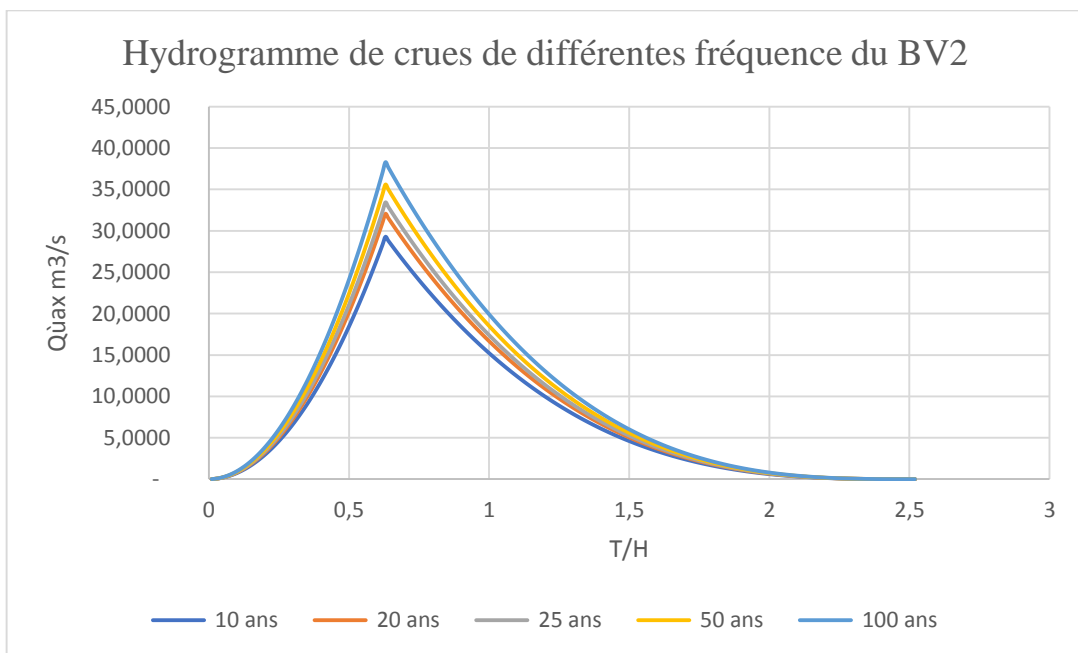
- **Sous bassin N°2**

Tableau 2.31 : Débit de crue de sous bassin N°2.

Période de retour	Débit de crue Max% (m3/S) BV2
10 ans	29,278750
20 ans	32,057061
25 ans	33,432729
50 ans	35,590640
100 ans	38,288028

Tableau 2.32 : Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°2.

TC	0,63	Heure
Tm	0,63	Heure
Td	1.26	Heure
Tb	1,89	Heure

**Figure 2.8 : Hydrogramme de crue de SB2.**

- **Sous bassin N°3**

Tableau 2.33 : Débit de crue de sous bassin N°3.

Période de retour	Débit de crue Qmax% (m3/S) BV3
10 ans	15,467
20 ans	16,364
25 ans	16,641
50 ans	17,403
100 ans	18,095

Tableau 2.34 : Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°3.

TC	0,48	Heure
Tm	0,48	Heure
Td	1.44	Heure
Tb	1,92	Heure

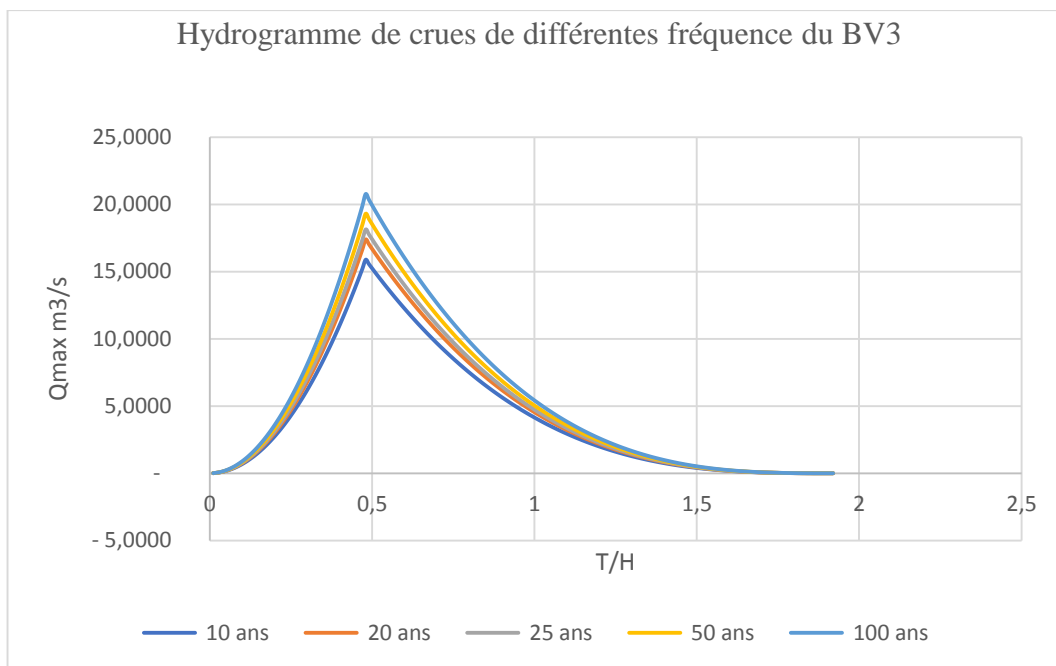


Figure 2.9 : Hydrogramme de crue de SB3.

- Sous bassin N°4

Tableau 2.35. Débit de crue de sous bassin N°4.

Période de retour	Débit de crue Max% (m3/S) BV4
10 ans	19,791
20 ans	21,670
25 ans	22,599
50 ans	24,058
100 ans	25,882

Tableau 2.36 : Temps de montée et de décrue de sous bassin versant N°4.

TC	0,44	Heure
Tm	0,44	Heure
Td	1,32	Heure
Tb	1,76	Heure

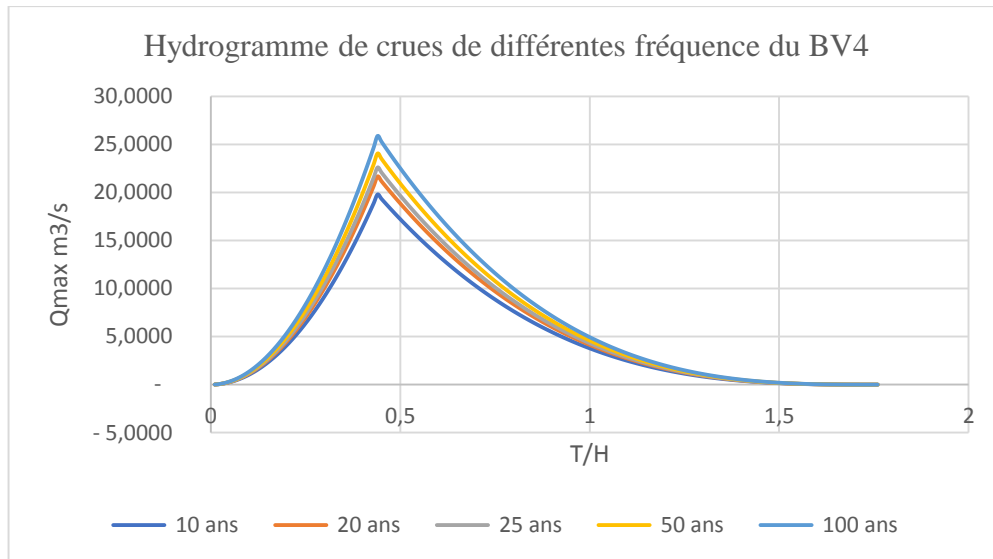


Figure 2.10 : Hydrogramme de crue de SB4.

- **Sous bassin N°5**

Tableau 2.37. Débit de crue de sous bassin N°5.

Période de retour	Débit de crue Max% (m3/S) BV5
10 ans	8,595
20 ans	9,411
25 ans	9,815
50 ans	10,448
100 ans	11,240

Tableau 2.38 : Temps de montée et de décrue de sous bassin versant N°5.

TC	0,23	Heure
Tm	0,23	Heure
Td	0,69	Heure
Tb	0,92	Heure

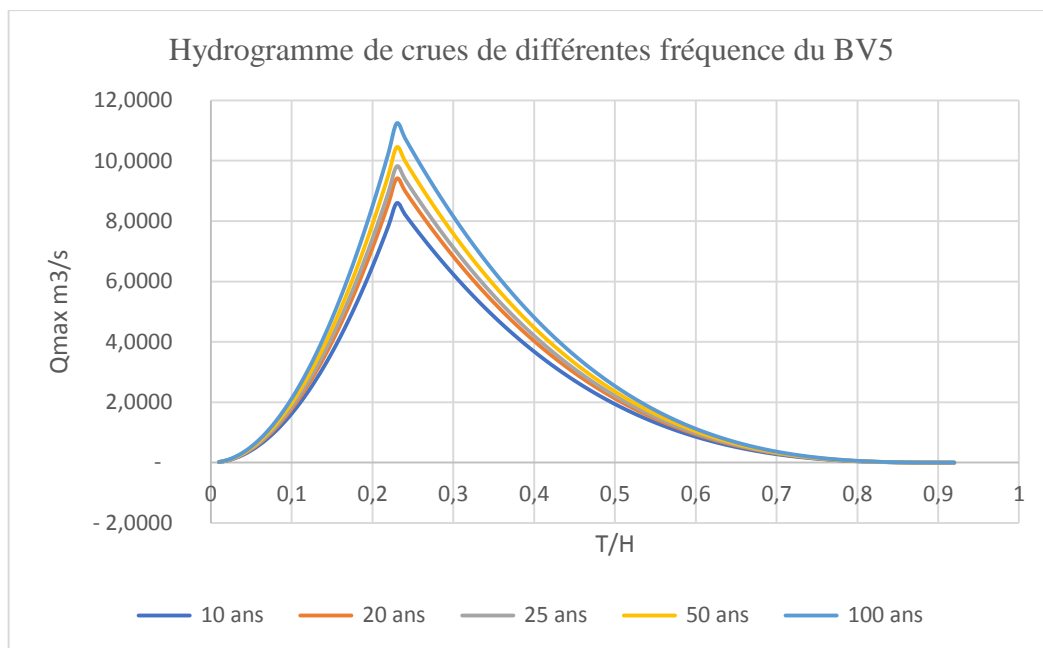


Figure 2.11 : Hydrogramme de crue de SB5.

- **Sous bassin N°6**

Tableau 2.39 : Débit de crue de sous bassin N°6.

période de retour	débit de crue Qmaxf% (m3/S) BV6
10 ans	5,602
20 ans	6,133
25 ans	6,397
50 ans	6,809
100 ans	7,326

Tableau 2.40 : Temps de montée et de décrue de sous bassin versant N°6.

TC	0,19	heure
Tm	0,19	heure
Td	0,57	heure
Tb	0,76	heure

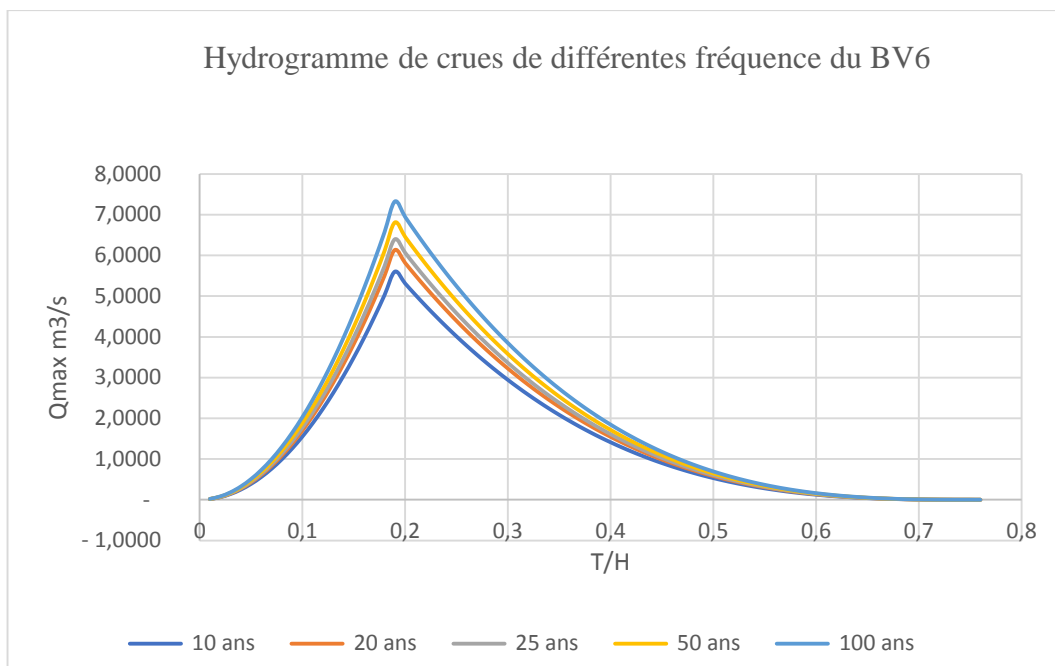


Figure 2.12 : Hydrogramme de crue de SB6.

- Sous bassin N°7

Tableau 2.41 : Débit de crue de sous bassin N°7.

Période de retour	Débit de crue Max% (m ³ /S) BV7
10 ans	22,269
20 ans	24,382
25 ans	25,429
50 ans	27,070
100 ans	29,122

Tableau 2.42 : Temps de monte et de décrue de sous bassin versant N°7.

TC	0,40	Heure
Tm	0,40	Heure
Td	1,20	Heure
Td	1,60	Heure

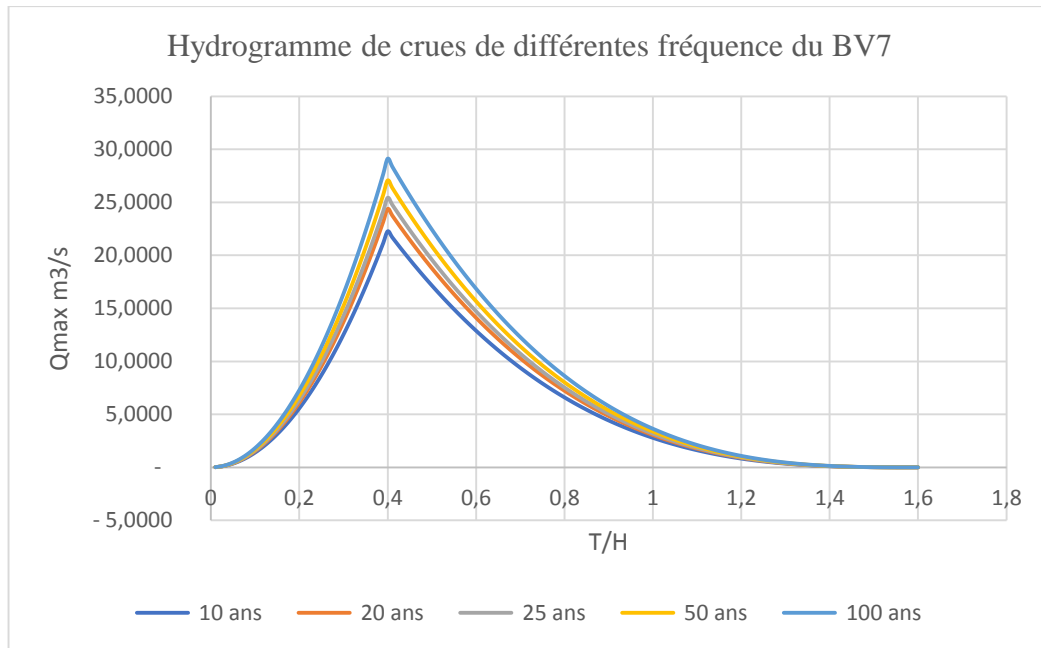


Figure 2.13 : Hydrogramme de crue de SB7.

2.9. Conclusion

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des débits dans le temps. Une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs de débits qui traversent la ville de Tazmalt. Ils permettront de dimensionner les ouvrages proposés pour se protéger des inondations affectant cette dernière.

Les estimations hydrologiques de la présente étude ont été réalisées à travers des méthodes tenant compte des caractéristiques morphométriques et géologiques des sous bassins versants. Les principaux résultats obtenus à l'embouchure de l'oued Allaghane sont :

- Débit de crue centennale = 160.98 m³ /s.
- Débit cinquantennale=149.64 m³/s.
- Débit vingt cinquantennale =140.56 m³/s.
- Débit vingtennale= 134.78 m³/s
- Débit décennale=123.1 m³/s
- Apport liquide moyens = 0,232 m³ /S.
- Apport solide moyens = 17416.45 m³ /an.

*Dimensionnement du canal en
matelas Reno*

3.1. Introduction

D'après les débits de crues très important calculé dans la partie hydrologique on a constaté qu'il faut implanter un canal qui permettra d'aménager tous les apports afin de sécuriser la zone de tout débordement. Nous procédons dans ce chapitre à l'aménagement de l'oued avec un canal artificiel de la forme trapézoïdale.

Pour se rapprocher le plus de la forme naturelle de l'oued, trois variantes sont envisageables dans le but de sécuriser les zones inondables. Ces propositions d'aménagement sont motivées par le souci de garder l'oued dans son lit d'origine avec un écoulement aussi naturel que possible, malgré la complexité que cela traduit, en matière d'affouillement.

3.2. Objectif et calcul hydraulique d'aménagement

La restauration de cours d'eau est le premier enjeu du schéma de la direction d'aménagement et de gestion des eaux.

- Améliorer les conditions d'écoulement des eaux superficielles afin de protéger le voisinage du cours d'eau du risque d'inondation.
- Préserver l'espace urbain et améliorer l'hygiène publique.

3.3. Généralités sur les écoulements à surface libre

3.3.1. Les canaux

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

3.3.2. Types de canaux

On distingue deux catégories de canaux :

3.3.2.1. Les canaux naturels

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement sur ou sous terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières et fleuves. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.

3.3.2.2. Les canaux artificiels

Les canaux artificiels sont des cours d'eau réalisées 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 hydraulique, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières l'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes.

3.3.3. Les paramètres géométriques

Les paramètres géométriques sont relatifs à une section du chenal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x). Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (s), la largeur au miroir (L) ou largeur de la section mouillée, le périmètre mouillé (P), le rayon hydraulique (R), la pente de fond de canal et la pente de la ligne d'énergie. Ils sont définis sur le schéma de la figure (3.1):

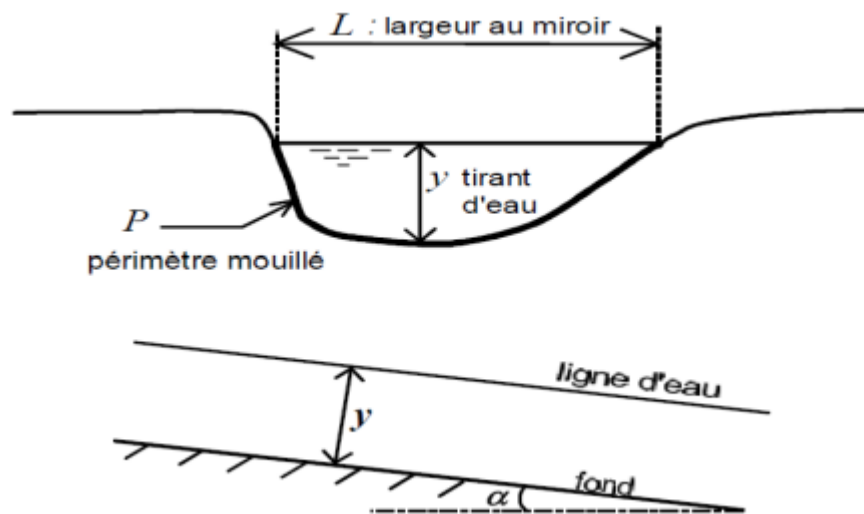


Figure 3.1 : Les paramètres géométriques d'un canal (Degoute ,1999)

3.3.4. Type D'écoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. L'écoulement à surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduites, à la différence de charge entre deux sections. Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur h en fonction du temps et de l'espace.

3.3.4.1. Variabilité dans le temps

Le mouvement est permanent si les vitesses moyennes (v), et ponctuelles (u), ainsi que la profondeur (h), restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant : $Q = V \cdot S$ entre les diverses sections du canal sans apport latéral. Le mouvement est non permanent si la profondeur h , ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent, le débit n'est pas constant.

3.3.4.2. Variabilité dans l'espace

- Le mouvement est uniforme si la profondeur h , ainsi que les autres paramètres, restent invariables dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a $I = J$

- Le mouvement est non uniforme ou varié si la profondeur h , ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, $I \neq J$. L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent. Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur h est constante, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre.

- Lorsque le mouvement est rapidement varié, la profondeur $Dh(x)$, ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

3.3.4.3. Régime D'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes :

- Forces de gravité.
- Forces de frottement (viscosité et rugosité)
- Forces de pression.

3.4. Propositions d'aménagement

• Variante 1

Cette variante consiste à réaliser un canal trapézoïdal en terre de l'exutoire jusqu'au Pons de la route nationale N26.

- **Variante 2**

Cette variante consiste à réaliser un canal trapézoïdal en matelas Reno (figure 3.1) de l'exutoire jusqu'au Pons de la route national N26.



Figure 3.2 : Canal en matelas Reno au fond et sur les berges.(RABET et BEN HAMOU ,2018)

- Cette variante consiste à réaliser un canal trapézoïdal en béton armé sur de l'exutoire jusqu'au Pons de la route national N26.

- ♦ **Choix de la variante sur des critères technico – économique**

Après analyse des bilans estimatifs des aménagements, nous retenons ce qui suit :

- La variante 1 (canal naturel) n'est pas onéreuse, mais risque de poser des problèmes d'affouillement, à cet effet, une vérification à l'affouillement sera nécessaire.
- La variante 2 (matelas Reno) est moins couteuse comparé au béton arme et aussi ne pose pas de problème d'affouillement.
- La variante 3 (béton armé) ne pose pas de problème d'affouillement, mais elle reste tout de même onéreuse.

A cet effet, nous retenons les deux variantes 1 et 2.

3.5. Calcul hydraulique

3.5.1. Exposé de la méthode utilisée

La méthode de calcul adoptée pour le dimensionnement des canaux gravitaires et de forme trapézoïdale est présentée ci-dessous.

Les sections et pentes sont évaluées pour assurer une vitesse d'effluents suffisamment élevée pour assurer l'auto-curage, réalisé lorsque les vitesses sont de l'ordre de 0,30 m/sec. Les débits par tronçon et la vitesse limite de curage étant connus ; les dimensions des caniveaux se calculent à partir de la relation du débit :

$$Q = V \times S_m \quad (3.1)$$

Avec :

- Q : débit (m³ /s)
- V : vitesse de l'écoulement (m/s)
- S_m : section mouillée (m²)

Les vitesses par tronçons sont vérifiées à l'aide de la relation de Chézy découlant de celle de BAZIN :

$$V = c \times \sqrt{Rh \times I} \quad (3.2)$$

Avec :

- V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
- C : le coefficient de rugosité de Chézy
- R_h : le rayon hydraulique(m)
- I : la pente de l'écoulement.
- ϖ : Le coefficient de Chézy

Le coefficient de Chézy est donné par la formule de Manning

$$C = \frac{1}{n} \times R_h^{1/6} \quad (3.3)$$

Avec :

- *Le coefficient η*

η désigne le coefficient d'écoulement, dont les valeurs dépendent de la nature des parois

- Pour les canaux en béton armé sans enduit, le coefficient d'écoulement est pris η=0,014.
- Pour les canaux en terre en mauvaises conditions d'entretien ; végétation au fond et sur les berges ou dépôts irréguliers de pierres et gravier ou profondes érosions. Même canaux en terre creusés avec engins mécaniques et entretien négligé, le coefficient d'écoulement est pris η = 0,033.
- Pour canaux en enrochement, le coefficient d'écoulement est donné par les relations suivantes :

◆ **Formule de Strickler :**

$$\eta = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \quad (3.4)$$

◆ **Formule de Meyer-Peter et Muller :**

$$\eta = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad (3.5)$$

Dans ces formules η est exprimé en $s \times m^3$, toute fois nous recommandons l'utilisation de l'équation 3.4 lorsque la granulométrie est étroite et l'équation 3.5 lorsqu'elle est étalée. Etant donné que la granulométrie est étroite, le coefficient d'écoulement est alors par la relation suivante :

$$\eta = \frac{0,20^{1/6}}{21} = \mathbf{0,0364} \quad (3.6)$$

Le rayon hydraulique R_h est défini par le rapport de la section de l'écoulement sur le périmètre, comme suit :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (3.7)$$

La section mouillée S_m est évaluée en fonction de la largeur du fond du canal (b) figure 3.3, de la hauteur d'eau (y) et de l'angle d'inclinaison (θ) des parois par la relation suivante :

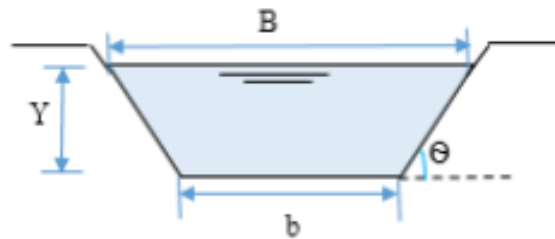


Figure 3.3 : Géométrie d'un canal trapézoïdale (NEBBAR, 2018).

$$S_m = y \times (b + y \times \cotg\theta) \quad (3.8)$$

Le périmètre mouillé P_m est évalué en fonction de la largeur du fond du canal (b), de la hauteur d'eau (y) et de l'angle d'inclinaison (θ) des parois par la relation 3.9 suivante :

$$P_m = b + \frac{2 \times y}{\sin\theta} \quad (3.9)$$

Un organigramme du calcul hydraulique et dimensionnement du canal est présenté dans la figure suivante :

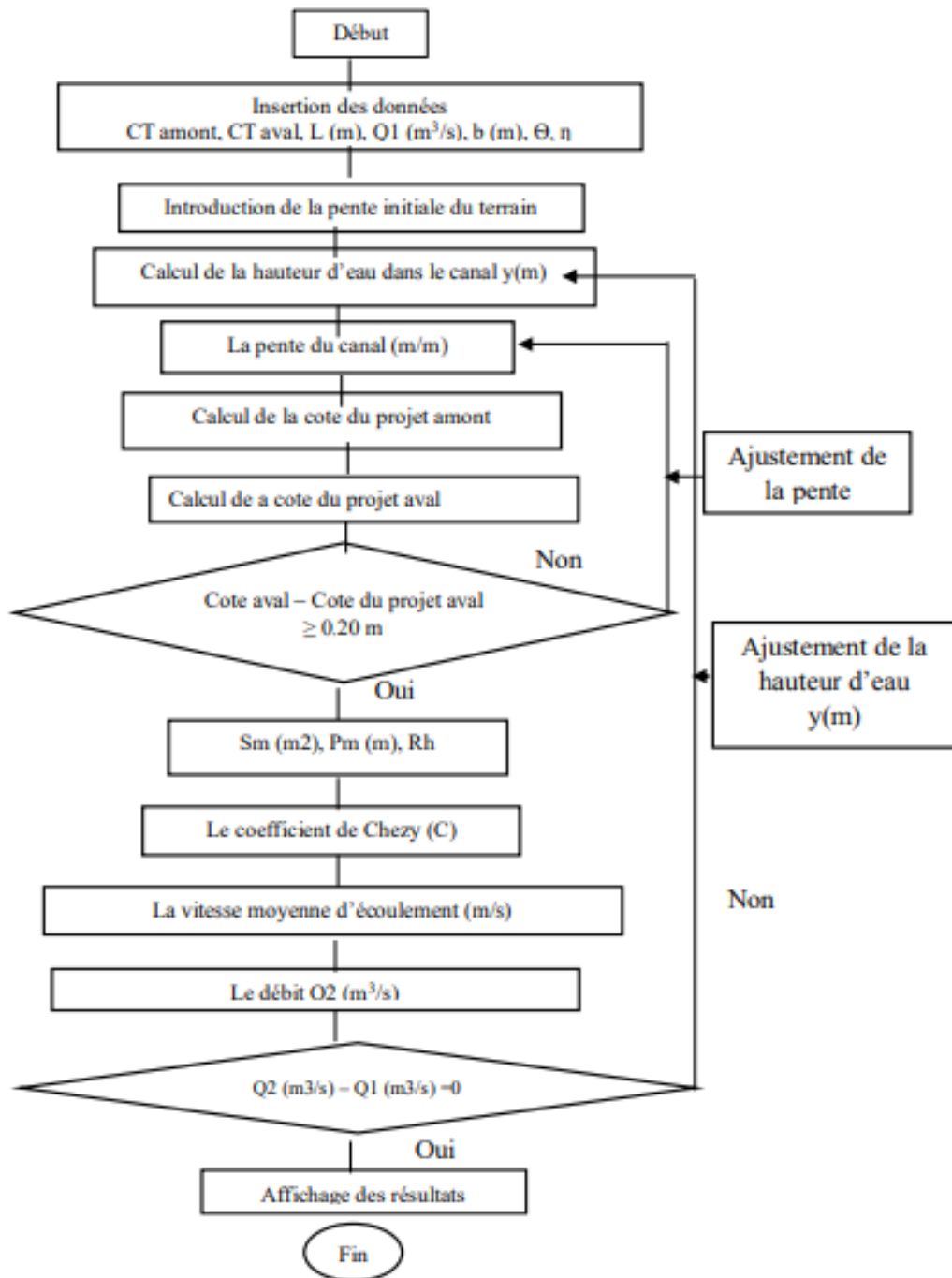


Figure 3.4 : Organigramme du calcul hydraulique.

3.5.2. Résultats du calcul hydraulique d'un canal en terre

Le calcul hydraulique est effectué pour le tronçon sur la base des débits obtenues à partir de l'étude hydrologique, pour une crue centennale, $Q = 160,98 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir de ce débit, et en fixant la largeur b du canal nous procédons à l'ajustement des pentes et à l'évaluation de la lame d'eau y , conformément à la procédure de calcul résumée dans l'organigramme de la figure 3.4. Les résultats du calcul hydraulique sont présentés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Calculs hydrauliques du canal en terre pour une crue centennale de l'oued.

Tronçon	Pt Amont	Pt aval	CT amont	Ct aval	L (m)	Pente naturelle	Q Total (m ³ /s)	Y (m)	Pente canal (m/m)	CR Am	CR av	Hauteur Canal	Hauteur Libre	Test	b (m)	θ°	Θ(rad)	Sm (m ²)	Pm (m)	Rh	cogn	C	v (m/s)	Q (m ³ /s)	Différence de débit
1	1	2	324,4	320,5	81,47	0,048	160,98	0,94	0,04	321,40	318,14	2,36	1,42	1,00	35	20	0,349	35,33	40,47	0,87	0,033	24,38	4,56	160,98	0,00
2	2	3	320,5	315,4	81,22	0,063	160,98	0,88	0,06	318,14	313,27	2,13	1,25	1,00	35	20	0,349	31,19	40,17	0,78	0,033	23,91	5,16	160,98	0,00
3	3	4	315,4	309,9	87,11	0,063	160,98	0,88	0,06	313,27	308,04	1,86	0,97	1,00	35	20	0,349	31,19	40,17	0,78	0,033	23,91	5,16	160,98	0,00
4	4	5	309,9	302,5	112,8	0,066	160,98	0,84	0,07	308,04	300,15	2,35	1,51	1,00	35	20	0,349	29,71	39,92	0,74	0,033	23,74	5,42	160,98	0,00
5	5	6	302,5	296,5	94,97	0,063	160,98	0,89	0,06	300,15	294,64	1,86	0,97	1,00	35	20	0,349	31,53	40,22	0,78	0,033	23,95	5,11	160,98	0,00
6	6	7	296,5	289,5	133,6	0,052	160,98	0,88	0,06	294,64	286,62	2,88	2,00	1,00	35	20	0,349	31,19	40,17	0,78	0,033	23,91	5,16	160,98	0,00
7	7	8	289,5	283,9	111	0,050	160,98	0,94	0,05	286,62	281,07	2,83	1,89	1,00	35	20	0,349	33,04	40,47	0,82	0,033	24,11	4,87	160,98	0,00
8	8	9	283,9	278,4	72,46	0,076	160,98	0,87	0,06	281,07	276,51	1,89	1,02	1,00	35	20	0,349	30,71	40,09	0,77	0,033	23,86	5,24	160,98	0,00
9	9	10	278,4	271,9	121	0,054	160,98	0,91	0,06	276,51	269,85	2,05	1,14	1,00	35	20	0,349	32,06	40,31	0,80	0,033	24,01	5,02	160,98	0,00
10	10	11	271,9	268,2	93	0,040	160,98	0,97	0,05	269,85	265,67	2,53	1,57	1,00	35	20	0,349	34,17	40,66	0,84	0,033	24,23	4,71	160,98	0,00
11	11	12	268,2	264,2	96,11	0,042	160,98	0,97	0,05	265,67	261,34	2,86	1,89	1,00	35	20	0,349	34,17	40,66	0,84	0,033	24,23	4,71	160,98	0,00
12	12	13	264,2	259,2	105,8	0,047	160,98	0,97	0,05	261,34	256,58	2,62	1,65	1,00	35	20	0,349	34,17	40,66	0,84	0,033	24,23	4,71	160,98	0,00
13	13	14	259,2	255,2	90	0,044	160,98	0,97	0,05	256,58	252,53	2,67	1,70	1,00	35	20	0,349	34,17	40,66	0,84	0,033	24,23	4,71	160,98	0,00
14	14	15	255,2	252,7	70,26	0,036	160,98	1,10	0,03	252,53	250,42	2,28	1,18	1,00	35	20	0,349	38,88	41,43	0,94	0,033	24,68	4,14	160,98	0,00
15	15	16	252,7	247,4	116,2	0,046	160,98	0,97	0,05	250,42	245,19	2,21	1,24	1,00	35	20	0,349	34,17	40,66	0,84	0,033	24,23	4,71	160,98	0,00
16	16	17	247,4	244,4	74	0,041	160,98	0,97	0,05	245,19	241,86	2,54	1,57	1,00	35	20	0,349	34,17	40,66	0,84	0,033	24,23	4,71	160,98	0,00
17	17	18	244,4	240,7	99,6	0,037	160,98	1,02	0,04	241,86	238,08	2,62	1,60	1,00	35	20	0,349	36,05	40,97	0,88	0,033	24,41	4,46	160,98	0,00
18	18	19	240,7	234,3	168,8	0,038	160,98	1,01	0,04	238,08	231,50	2,80	1,79	1,00	35	20	0,349	35,76	40,92	0,87	0,033	24,39	4,50	160,98	0,00
19	19	20	234,3	232,7	27,45	0,058	160,98	1,00	0,04	231,50	230,40	2,30	1,30	1,00	35	20	0,349	35,47	40,87	0,87	0,033	24,36	4,54	160,98	0,00
20	20	21	232,7	230,2	45,72	0,055	160,98	0,88	0,06	230,40	227,65	2,55	1,66	1,00	35	20	0,349	31,19	40,17	0,78	0,033	23,91	5,16	160,98	0,00

21	21	22	230,2	226,3	72	0,054	160,98	0,94	0,05	227,65	224,05	2,25	1,31	1,00	35	20	0,349	33,04	40,47	0,82	0,033	24,11	4,87	160,98	0,00
----	----	----	-------	-------	----	-------	--------	------	------	--------	--------	------	------	------	----	----	-------	-------	-------	------	-------	-------	------	--------	------

3.6. Vérification de l’Affouillement dans le canal en terre

Vu la pente longitudinale importante (de l’ordre de l’oued possède une énergie suffisante pour entraîner et transporter les matériaux peu résistants du fond du lit. L’hétérogénéité des matériaux du fond, leur différente résistance à l’affouillement, l’influence de l’accélération peuvent entraîner des modifications du tracé du lit à la suite d’érosion des berges et de la formation des méandres. L’interaction des forces centrifuges, la différence des hauteurs d’eau, l’influence de l’accélération sont à l’origine du mouvement circulaire d’écoulement qui s’ajoutant au mouvement de translation qui se transforme en écoulement hélicoïdal.

Dans les courbures du cours d’eau, les courants de surface ont tendance à se diriger vers la rive concave et les courants du fond s’orientent vers la rive convexe. Les courants de surface animés d’un mouvement de translation descendant sapent les berges. Le produit de l’érosion se trouve entraîné par les courants du fond en direction de la rive convexe où peu à peu se déposent des bancs de sable, ce qui modifie le tracé du lit et le rend de plus en plus sinueux. Une partie des apports solides se trouve transportée en aval. La stabilisation des processus ayant lieu dans le lit de l’oued ainsi que la régression de l’affouillement est en rapport direct avec le facteur temps.

3.6.1. Méthode de calcul de l’affouillement

$$A = B + \frac{I^{0.2}}{Q^{0.5}} \quad (3.10)$$

Avec :

- Q : Débit d’écoulement (m³/s)
- I : Pente longitudinale du plan d’eau (m/m)

Pour évaluer l’intensité des déformations en plan (berges), nous avons :

$$A_K = 10 \sqrt{\frac{V}{Q}} \times B \times I^{0.2} \quad (3.11)$$

- V : la vitesse moyenne d’écoulement (m/s) Afin d’évaluer l’intensité des déformations du fond et le changement de sa stabilité, on a recours au rapport ci-après.

$$L_k = 10 \times \sqrt{g \times \frac{d}{v}} \quad (3.12)$$

Ce rapport est le cas particulier du critère de Lokhtine où :

- d : le diamètre moyen des particules du matériau constituant le fond du lit

La profondeur d'affouillement est calculée d'après la relation suivante :

$$H_a = 0.365 \times \frac{Q^{0.784}}{B^{0.784} \times d^{0.157}} \quad (3.13)$$

La vitesse critique V_c pour chaque section peut s'exprimer en fonction de la profondeur d'eau h et du diamètre des matériaux constituant le fond par :

$$V_c = 3.62 \times d^{0.2} \times h^{0.275} \quad (3.14)$$

Il est à noter que ces formules donnent des résultats légèrement majorés.

La procédure de vérification de l'affouillement est donnée dans l'organigramme de la figure suivante :

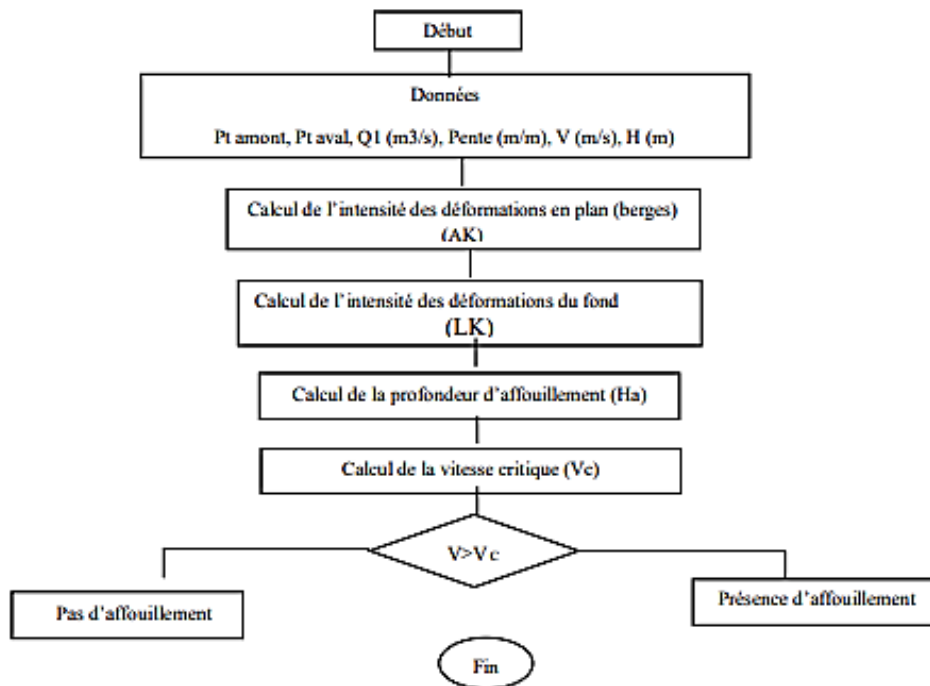


Figure 3.5 : Organigramme du calcul d'affouillement.(Imarzouken ,Ouaharoun,2015)

3.6.2. Résultats et interprétation

Les résultats de calcul des affouillements obtenus dans le tronçon pour une crue centennale et débit respectifs 160,98 m³ sont présentés dans le tableau 3.2. Nous remarquons que la vitesse moyenne au niveau de chaque section est supérieure à la vitesse critique ; ce qui crée des conditions favorables aux affouillements locaux. Il ressort également que la hauteur d'affouillement H_a atteint 2,61 m (hauteurs maximales) dans le tronçon hauteur considérable. Ce qui nous amène à éliminer la variante 1 et garder la variante 2, autrement dit un canal en forme trapézoïdale couvert par un matelas Reno.

Tableau 3.2 : Calcul de l'affouillement pour une crue pour l'oued.

Tronçon	Pt Amt	Pt Aval	Q (m ³ /s)	Pente (m/m)	V (m/s)	H(m)	AK	LK	Ha	Vc	Test
1	1	2	160,98	0,04	4,56	0,94	30,93	1,26	2,61	1,77	Présence d'affouillement
2	2	3	160,98	0,06	5,16	0,88	35,70	1,18	2,61	1,77	Présence d'affouillement
3	3	4	160,98	0,06	5,16	0,88	35,70	1,18	2,61	1,77	Présence d'affouillement
4	4	5	160,98	0,07	5,42	0,84	37,73	1,16	2,61	1,77	Présence d'affouillement
5	5	6	160,98	0,06	5,11	0,89	35,27	1,19	2,61	1,77	Présence d'affouillement
6	6	7	160,98	0,06	5,16	0,88	35,70	1,18	2,61	1,77	Présence d'affouillement
7	7	8	160,98	0,05	4,87	0,94	33,44	1,22	2,61	1,77	Présence d'affouillement
8	8	9	160,98	0,06	5,24	0,87	36,33	1,18	2,61	1,77	Présence d'affouillement
9	9	10	160,98	0,06	5,02	0,91	34,61	1,20	2,61	1,77	Présence d'affouillement
10	10	11	160,98	0,05	4,71	0,97	32,20	1,24	2,61	1,77	Présence d'affouillement
11	11	12	160,98	0,05	4,71	0,97	32,20	1,24	2,61	1,77	Présence d'affouillement
12	12	13	160,98	0,05	4,71	0,97	32,20	1,24	2,61	1,77	Présence d'affouillement
13	13	14	160,98	0,05	4,71	0,97	32,20	1,24	2,61	1,77	Présence d'affouillement
14	14	15	160,98	0,03	4,14	1,10	27,84	1,32	2,61	1,77	Présence d'affouillement
15	15	16	160,98	0,05	4,71	0,97	32,20	1,24	2,61	1,77	Présence d'affouillement
16	16	17	160,98	0,05	4,71	0,97	32,20	1,24	2,61	1,77	Présence d'affouillement
17	17	18	160,98	0,04	4,46	1,02	30,31	1,27	2,61	1,77	Présence d'affouillement
18	18	19	160,98	0,04	4,50	1,01	30,59	1,27	2,61	1,77	Présence d'affouillement
19	19	20	160,98	0,04	4,54	1,00	1,68	1,26	2,61	1,77	Présence d'affouillement
20	20	21	160,98	0,06	5,16	0,88	1,79	1,18	2,61	1,77	Présence d'affouillement
21	21	22	160,98	0,05	4,87	0,94	1,74	1,22	2,61	1,77	Présence d'affouillement

3.7. Dimensionnement des revêtements en matelas Reno

Le dimensionnement d'un revêtement en enrochement ou en matelas Reno consiste à la vérification de la stabilité du fond du canal, et des berges, en passant par les différents termes de vitesses, tension d'entraînement, effet de déformation, et enfin par la stabilité du fond du canal et le sol.

3.7.1. Vérification en termes de vitesse

On évalue habituellement la stabilité du revêtement (enrochement ou matelas Reno) en se basant sur la vitesse moyenne d'écoulement V du courant dans la section courante. En effet la vitesse et la profondeur de l'eau dans le canal sont liées entre elles et à la tension tangentielle par :

$$\tau_b = \varpi_W \times \eta^2 \times \frac{V^2}{Rh^3} \quad (3.15)$$

Cette dernière équation peut encore s'écrire en exprimant la valeur de l'inclinaison du canal à partir de la formule de Manning comme suit :

$$\tau_b = \rho_w \times R_h \times I \quad (3.16)$$

La figure 3.6 compare la résistance à la vitesse V_c d'un revêtement en fonction du nombre de Froude de l'écoulement et des dimensions des pierres de remplissage.

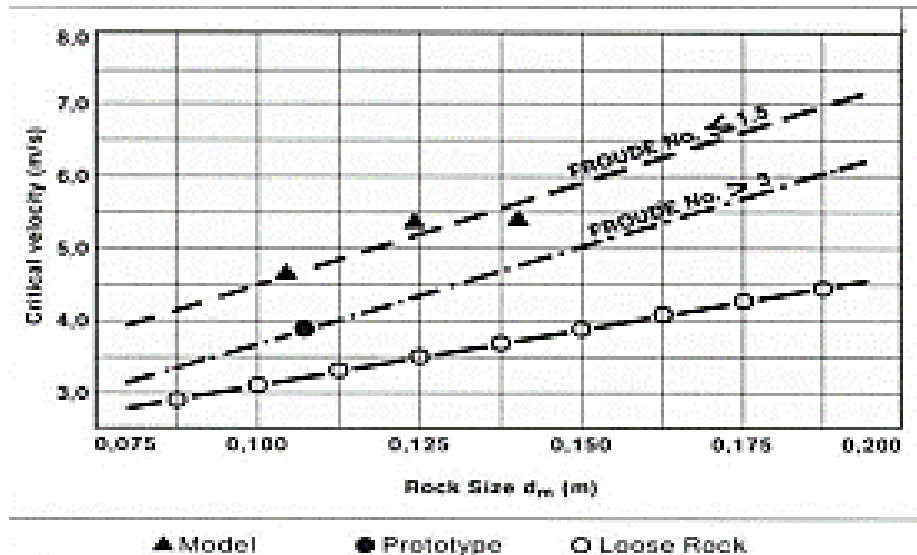


Figure 3.6 : Vitesse critique en fonction du nombre de Froude de l'écoulement et des dimensions des pierres de remplissage (AGOSTINI et ALL, 1976).

La comparaison avec un revêtement en rip-rap montre qu'à dimensions égales de la pierre, la résistance à la vitesse du matelas Reno est de loin supérieure à celle du matériau en vrac. A vitesses égales la taille de la pierre stable pour un revêtement en matelas Reno est de loin inférieure à celle du matériau en vrac. Ce qui explique la valeur deux fois plus élevée du coefficient de Shields pour les matelas Reno, par rapport à l'enrochement (rip-rap). La figure 3.7 montre la résistance à la vitesse des matelas Reno soumis aux essais, en fonction de l'épaisseur du revêtement utilisé.

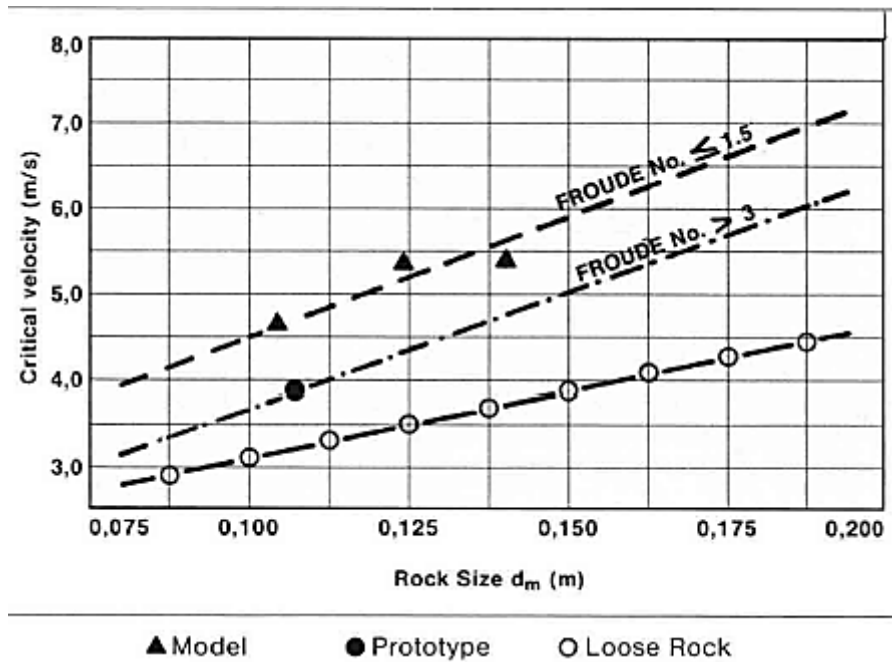


Figure 3.7 : Vitesse critique qui initie le mouvement de roche en fonction de Reno épaisseur du matelas (AGOSTINI et ALL, 1976).

3.7.2. Vérifications en termes de tension d'entraînement

3.7.2.1. Fond du canal

Lorsque la pierre ne se déplace pas, on dit que le revêtement est stable ; qu'il s'agisse d'un revêtement en matelas Reno et en gabions avec grillage métallique ou d'enrochement (rip-rap)

Le premier mouvement de ces éléments correspond à la limite de stabilité de revêtement. La tension tangentielle qui s'exerce sur le revêtement est :

$$\tau_b = \gamma_w \times y \times I \tag{3.17}$$

Avec :

- γ_w : poids spécifique de l'eau.
- y : profondeur de l'eau.
- I : pente du canal.

Considérons un caillou d'un diamètre égal au diamètre moyen d_m de la pierre du fond (c'est-à dire le diamètre permettant le passage de 50% de la pierre qui constitue le revêtement) ; le coefficient de Shields sera représenté par la valeur adimensionnelle donnée par la relation suivante :

$$C_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) \times d_m} \tag{3.18}$$

Avec :

- τ : représente la tension tangentielle d'entraînement lors de la situation critique du premier mouvement
- γ_s : poids spécifique du matériau inerte.

Le coefficient de Shields pour l'encrochement (rip-rap) est d'environ 0,047, pour la pierre emprisonnée par grillage métallique (matelas Reno et gabions) le coefficient est de $C_* = 0,10$.

Dans notre cas, le revêtement en matelas Reno aura une épaisseur de 0,5 m, avec maille type (5x7), diamètre du fil : 2,00 mm, et dimensions des pierres de remplissage 100-280 mm, avec $d_{50} = 0,27m$. $\gamma_s = 2500 \frac{kg}{m^3}$.

Le dénominateur est proportionnel à la tension normale que le poids du caillou exerce sur le fond. Le coefficient de Shields est donc analogue à un coefficient de frottement.

La valeur de la tension tangentielle au fond, qui peut se vérifier sans mouvement de la pierre (tension tangentielle critique) est :

$$\tau_c = C_*(\varrho_s - \varrho_w) \times d_m \quad (3.19)$$

On admet par contrôle de déformations que le fond du canal est stable, si et seulement si l'inégalité suivant est vérifiée :

$$\tau_b \leq 1.2 \times \tau_c \quad (3.20)$$

3.7.2.2. Les berges

Donc, grâce à l'emprisonnement par grillage métallique, la pierre de remplissage des matelas Reno et des gabions, à dimensions égales, résiste à une tension tangentielle plus que double par rapport au rip-rap (encrochement).

Les équations précédentes concernant la tension tangentielle τ_b et la tension tangentielle critique τ_c concernant le revêtement du fond du canal, pour le revêtement des berges d'un canal à section trapézoïdale, restent valables.

La tension tangentielle est donnée par la relation suivante :

$$\tau_m = 0.75 \times \gamma_w \times y \times I \quad (3.21)$$

Et la tension tangentielle critique au niveau des berges est donnée par la relation suivante :

$$\tau_s = \tau_c \times \sqrt{1 - \frac{(\sin\theta)^2}{(\sin\phi)^2}} \quad (3.22)$$

Avec :

- θ représente l'inclinaison de la berge
- ϕ l'angle de frottement interne de la pierre qui constitue le revêtement pour les matelas Reno.

On accepte :

$$\tau_m \leq \tau_s \quad (3.23)$$

On admet par contrôle de déformations que les berges du canal sont stable, si et seulement si l'inégalité suivant est vérifiée :

$$\tau_m \leq \tau_s \times 1.2 \quad (3.24)$$

3.7.3. Estimation des effets de déformation

Lorsque la contrainte de cisaillement atteint la valeur critique de la condition de « mouvement initial », une partie de la pierre de remplissage se déplace en aval du compartiment du matelas Reno Figure 3.8.

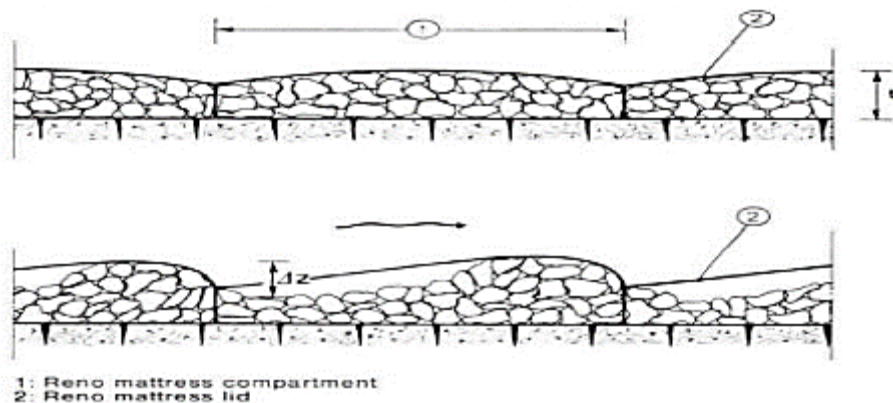


Figure 3.8 : Schéma du mouvement des pierres dans les poches (AGOSTINI et ALL, 1976).

Si les contraintes de cisaillement augmentent de nouveau, l'un des deux évènements peut se produire :

- Soit le revêtement perdra de son efficacité (si le sol de base sous le matelas Reno est exposé).
- Soit un nouvel équilibre sera atteint dans lequel la force du treillis métallique en acier permet de remplir sa fonction de confinement.

Le degré de protection offert par le matelas Reno au sol de base sous-jacent reste inchangé même après cette déformation (fournissant les matériaux de base non exposés) puisque la vitesse de l'eau sous le matelas Reno ne change pas de façon significative.

Pour évaluer le degré de déformation, le paramètre $\Delta z / d_m$ est utilisé où :

- Δz : la différence de hauteur entre la surface de la roche maximale et minimale dans un compartiment de matelas.

Il peut être défini comme « paramètre de Shields efficace »

$$C'_* = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\tau_s - \tau_w) \times d_m} \quad (3.25)$$

Avec une augmentation de la résistance d'emprisonnement du grillage métallique. La vitesse de l'eau sous le matelas restant inchangée, le degré de protection du fond sous-jacent ne varie pas, même après déformation, si, bien entendu, le fond n'est pas ouvert.

La protection est efficace si :

$$t - \Delta t \geq d_m \quad (3.26)$$

Avec :

- t : désigne l'épaisseur du matelas Reno non déformé
- Δt : la diminution maximale de l'épaisseur de remplissage.

Les essais montrent que :

$$\Delta t = \frac{\Delta z}{2} \quad (3.27)$$

- Δz désigne la distance verticale entre le point le plus haut et le point le plus bas de la surface recouverte par la pierraille.

L'équation précédente devient :

$$\frac{\Delta z}{d_m} \leq 2 \times \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) \quad (3.28)$$

Pour le contrôle de l'effet de déformation, le revêtement est dit stable si :

$$t - d_m \geq \frac{\Delta z}{2} \quad (3.29)$$

La même procédure d'évaluation de l'acceptabilité des déformations est suivie également pour le matelas Reno sur les berges.

La figure 3.9 montre que le paramètre $\Delta z / d_m$ reste inférieur à 1,6 équivalent à $t = 1,8 \times d_m$, un matelas Reno d'une épaisseur de 1,8 à 2 fois d_m peut supporter des conditions hydrauliques difficiles, sans que le fond ne se découvre. D'où nous adopterons comme règle de dimensionnement des matelas Reno des épaisseurs au moins égales de 1,8 à 2 fois d_m , avec ainsi de bonnes marges de résistance.

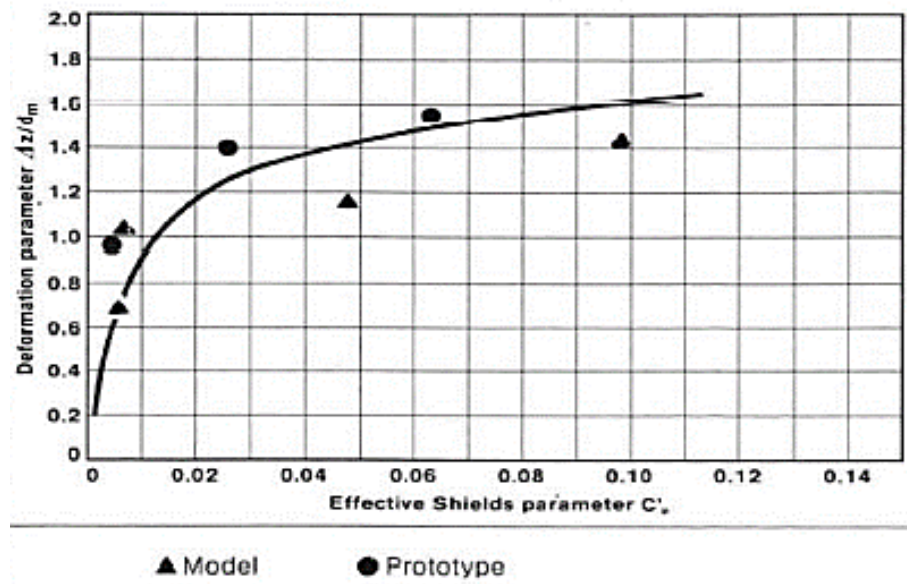


Figure 3.9 : Rapport entre le paramètre de déformation et le coefficient d'efficacité de shields (AGOSTINI et ALL, 1976).

La courbe de la figure 3.8 obéit à l'équation de tendance suivante :

$$\frac{\Delta z}{dm} = 0.0306 \times \ln(C'_*) + 2.328 \quad (3.30)$$

3.7.4. Vérification vis à vis de l'érosion du matériau de base

L'épaisseur du revêtement et la dimension de la pierre doivent permettre aux revêtements en matelas Reno, de résister aux mouvements du courant et d'éviter l'érosion du matériau de base. Il faut donc que la vitesse de l'eau entre la couche de la pierre et le sol de base soit minimum afin d'éviter tout mouvement des particules qui composent le terrain. On peut déterminer la vitesse sous le matelas Reno (à l'interface avec le fond sous-jacent et le filtre), en utilisant la formule de Manning :

$$V_b = \frac{1}{\eta_\varepsilon} \times \left(\frac{d_m}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (3.31)$$

Avec :

- V_b : représente la vitesse à l'interface du matelas Reno et le sol de base (ou filtre).
- η_ε : le coefficient de rugosité du fond.
 - $\eta_\varepsilon = 0,02$, s'il y a un filtre en géotextile sous le matelas.
 - $\eta_\varepsilon = 0,025$, s'il n'y a pas de filtre en géotextile sous le matelas.

Si le filtre est en gravier, Il faudra comparer la vitesse V_b et la vitesse V_e (vitesse acceptable à l'interface avec le matériau de base).

La vitesse d'érosion V_e est la vitesse que le sol peut supporter sans subir d'érosion, on peut obtenir sa valeur de la figure 9 pour les terrains cohérents, et on a pour les terrains non cohérents.

$$V_e = 16.10(d_{50})^{1/2} \quad (3.32)$$

Avec :

- V_e : Vitesse d'érosion exprimée en m/s
- d_{50} : exprimé en (m) et représente la dimension des particules du sol auxquelles on veut éviter l'érosion.

L'utilisation d'un filtre géotextile implique une réduction de la vitesse de l'eau qui le traverse de haut en bas, à l'interface avec le sol, sa valeur est 1/4 à 1/2 de la valeur de V_b donnée par l'équation 3.32, même si le filtre est colmaté).

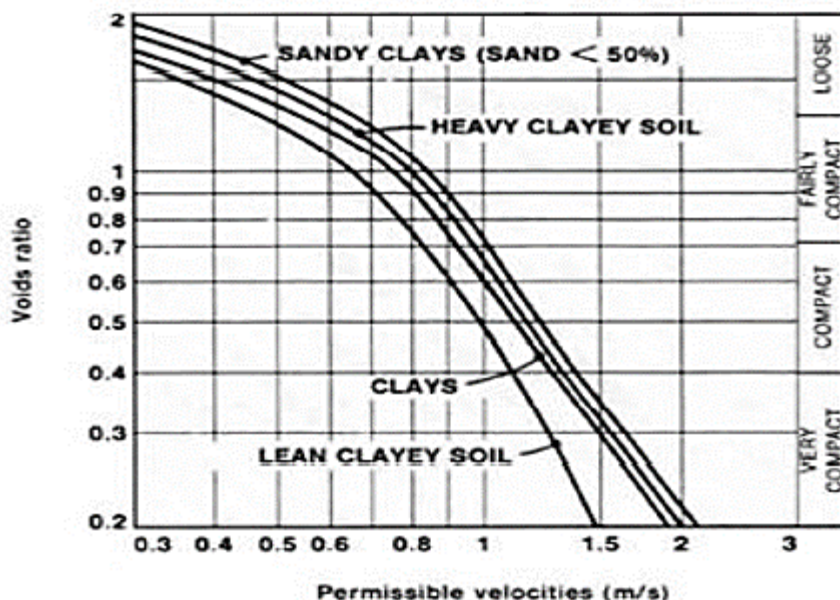


Figure 3.10 : Valeurs des vitesses admissibles maximum pour terrains cohérents (AGOSTINI et ALL, 1976).

Les vérifications de stabilité effectuées dans cette étude, de l'oued N°5 revêtu en matelas Reno, sont :

- Vérification en termes de vitesses.
- Tension dans le fond.
- Tension dans les berges.
- Effet de la déformation.
- Vérification de l'érosion du matériau de base.

La procédure de vérification est présentée dans l'organigramme qui suit. Les résultats du calcul hydraulique du matelas Reno sont présentés dans le tableau 3.3.

3.8. Interprétation des résultats

Après vérification, nous constatons que les différents tests s'avèrent stables hormis le test vérification de l'érosion du matériau de base de vitesse. Etant donné que la vitesse de l'eau à l'interface avec le matériau de base est supérieure à la vitesse compatible avec le terrain, même en utilisant un filtre géotextile, il faudra prévoir dans ce cas un filtre en gravier d'une épaisseur d'au moins 15 à 20 cm et de toute façon supérieure à la valeur suivante :

$$S = \frac{d_v}{f} \left[1 - \left(\frac{v_e}{v_b} \right)^2 \right] \quad (3.32)$$

- f : le coefficient de Darcy
- Weisbach (pris égale à 0.05).
- d_v : diamètre équivalent des interstices, pris égale au cinquième diamètre moyen du gravier du filtre.

$$d_v = \frac{d_m}{5} \quad (3.33)$$

On détermine la granulométrie du filtre grâce aux inégalités :

$$\frac{d_{50}^{(filtre)}}{d_{50}^{(sol)}} \leq 40; \quad 5 \leq \frac{d_{15}^{(filtre)}}{d_{15}^{(sol)}} \leq 40; \quad \frac{d_{15}^{(filtre)}}{d_{15}^{(sol)}} \leq 5 \quad (3.34)$$

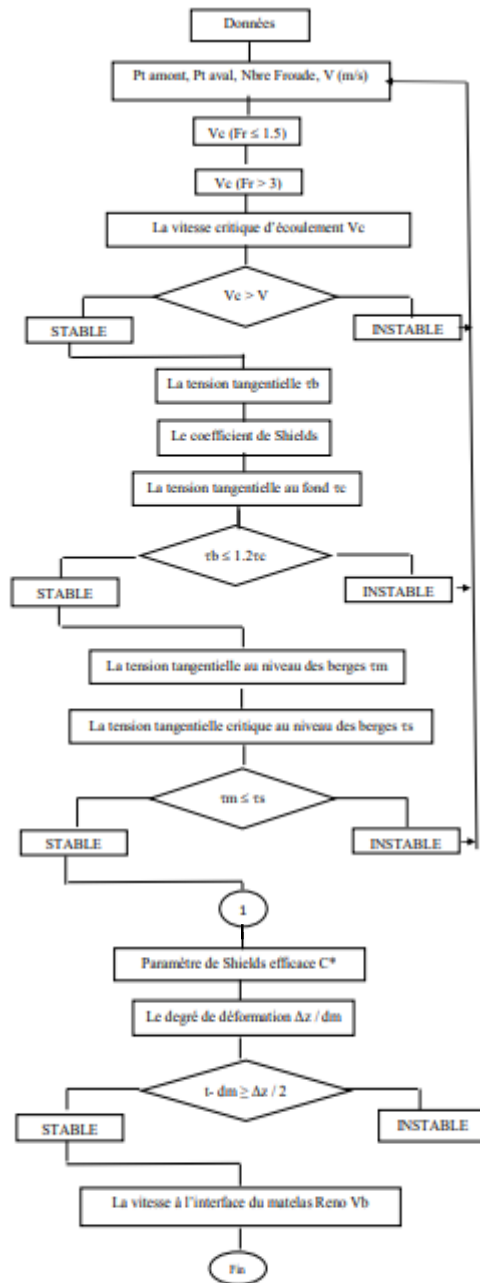


Figure 3.11 : Organigramme du calcul de revêtement en matelas Reno(RABET et BEN HAMOU,2018)

Tableau 3.3 : Calcul hydraulique du canal en matelas Reno.

Tronçon	Pt Amont	Pt aval	CT amont	ct aval	L (m)	Pente naturelle	Q Total (m ³ /s)	y (m)	Pente canal(m/m)	CR Am	CR av	Hauteur canal	Hauteur Libre	TEST	b (m)	θ°	Q(rad)	sm (m ²)	pm (m)	Rh	Coefficient η	c	v (m/s)	Q (m ³ /s)	Différence de débit
1	1	2	324,4	320,5	81,47	0,048	160,98	0,99	0,04	321,40	318,14	2,36	1,42	1	35	20	0,349	37,59	40,79	0,92	0,0364	22,30	4,28	160,98	0,00
2	2	3	320,5	315,4	81,22	0,063	160,98	0,88	0,06	318,14	313,27	2,13	1,25	1	35	20	0,349	33,07	40,14	0,82	0,0364	21,89	4,87	160,98	0,00
3	3	4	315,4	309,9	87,11	0,063	160,98	0,88	0,06	313,27	308,04	1,86	0,97	1	35	20	0,349	33,07	40,14	0,82	0,0364	21,89	4,87	160,98	0,00
4	4	5	309,9	302,5	112,8	0,066	160,98	0,84	0,07	308,04	300,15	2,35	1,51	1	35	20	0,349	31,51	39,91	0,79	0,0364	21,74	5,11	160,98	0,00
5	5	6	302,5	296,5	94,97	0,063	160,98	0,89	0,06	300,15	294,64	1,86	0,97	1	35	20	0,349	33,43	40,19	0,83	0,0364	21,93	4,82	160,98	0,00
6	6	7	296,5	289,5	133,6	0,052	160,98	0,88	0,06	294,64	286,62	2,88	2,00	1	35	20	0,349	33,07	40,14	0,82	0,0364	21,89	4,87	160,98	0,00
7	7	8	289,5	283,9	111	0,050	160,98	0,93	0,05	286,62	281,07	2,83	1,89	1	35	20	0,349	35,03	40,42	0,87	0,0364	22,08	4,60	160,98	0,00
8	8	9	283,9	278,4	72,46	0,076	160,98	0,87	0,06	281,07	276,51	1,89	1,02	1	35	20	0,349	32,57	40,07	0,81	0,0364	21,84	4,94	160,98	0,00
9	9	10	278,4	271,9	121	0,054	160,98	0,90	0,06	276,51	269,85	2,05	1,14	1	35	20	0,349	33,99	40,27	0,84	0,0364	21,98	4,74	160,98	0,00
10	10	11	271,9	268,2	93	0,040	160,98	0,96	0,05	269,85	265,67	2,53	1,57	1	35	20	0,349	36,22	40,60	0,89	0,0364	22,18	4,44	160,98	0,00
11	11	12	268,2	264,2	96,11	0,042	160,98	0,96	0,05	265,67	261,34	2,86	1,89	1	35	20	0,349	36,22	40,60	0,89	0,0364	22,18	4,44	160,98	0,00
12	12	13	264,2	259,2	105,8	0,047	160,98	0,96	0,05	261,34	256,58	2,62	1,65	1	35	20	0,349	36,22	40,60	0,89	0,0364	22,18	4,44	160,98	0,00
13	13	14	259,2	255,2	90	0,044	160,98	0,96	0,05	256,58	252,53	2,67	1,70	1	35	20	0,349	36,22	40,60	0,89	0,0364	22,18	4,44	160,98	0,00
14	14	15	255,2	252,7	70,26	0,036	160,98	1,08	0,03	252,53	250,42	2,28	1,18	1	35	20	0,349	41,18	41,30	1,00	0,0364	22,60	3,91	160,98	0,00
15	15	16	252,7	247,4	116,2	0,046	160,98	0,96	0,05	250,42	245,19	2,21	1,24	1	35	20	0,349	36,22	40,60	0,89	0,0364	22,18	4,44	160,98	0,00
16	16	17	247,4	244,4	74	0,041	160,98	0,96	0,05	245,19	241,86	2,54	1,57	1	35	20	0,349	36,22	40,60	0,89	0,0364	22,18	4,44	160,98	0,00
17	17	18	244,4	240,7	99,6	0,037	160,98	1,01	0,04	241,86	238,08	2,62	1,60	1	35	20	0,349	38,21	40,88	0,93	0,0364	22,36	4,21	160,98	0,00
18	18	19	240,7	234,3	168,8	0,038	160,98	1,01	0,04	238,08	231,50	2,80	1,79	1	35	20	0,349	38,21	40,88	0,93	0,0364	22,36	4,27	163,08	2,10
19	19	20	234,3	232,7	27,45	0,058	160,98	0,99	0,04	231,50	230,40	2,30	1,30	1	35	20	0,349	37,59	40,79	0,92	0,0364	22,30	4,28	160,98	0,00
20	20	21	232,7	230,2	45,72	0,055	160,98	0,88	0,06	230,40	227,65	2,55	1,66	1	35	20	0,349	33,07	40,14	0,82	0,0364	21,89	4,87	160,98	0,00
21	21	22	230,2	226,3	72	0,054	160,98	0,93	0,05	227,65	224,05	2,25	1,31	1	35	20	0,349	35,03	40,42	0,87	0,0364	22,08	4,60	160,98	0,00

Les différentes vérifications sont effectuées avec les hypothèses de calcul présentées dans le tableau 3.4. Les résultats sont donnés dans le tableau 3.5:

Tableau 3.4 : Hypothèses de calcul.

Masse volumique eau	1 000,00 kg/m ³
Masse volumique pierre	2 500,00 kg/m ³
MATELAS RENO	
Coefficient de Chield C* (matelas Reno)	0,1
Diamètre dm	0,27 m
Angle de frottement interne pierres	41°
Épaisseur matelas Reno	0,5 m
INTERFACE	
Coefficient de rugosité de l'interface du fond	0,02
Diamètre moyen de particules de la couche de base	0,000004 m
Coefficient Darcy Weisbach f	0,05
Diamètre moyen du gravier du filtre	0,0115 m
Diamètre équivalent des interstices dv	0,0023 m

Tableau 3.5 : Vérification de la stabilité du canal trapézoïdal en matelas.

Pt Amont	Pt Aval	Nbre Froude	Vc (Fr<=1,5)	Vc (Fr>3)	Vc (m/s)	TEST	tb (kg/m ³)	tc (kg/m ³)	TEST	tm (kg/m ³)	ts (kg/m ³)	TEST	C**	Az	Az/dm	TEST	Vb	Ve	TEST	ep gravier	Ep gravier adoptée
1	2	1.32	5.71	4.83	5.71	STABLE	39.62	49.32	STABLE	29.72	43.70	STABLE	-0.00177	0.4384	0.20	STABLE	2.66	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
2	3	1.60	5.71	4.83	5.66	STABLE	52.75	49.32	STABLE	39.56	43.70	STABLE	0.000626	0.4384	0.07	STABLE	3.25	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
3	4	1.60	5.71	4.83	5.66	STABLE	52.75	49.32	STABLE	39.56	43.70	STABLE	0.000626	0.4384	0.07	STABLE	3.25	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
4	5	1.72	5.71	4.83	5.59	STABLE	58.81	49.32	STABLE	44.10	43.70	STABLE	0.001733	0.4384	0.38	STABLE	3.52	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
5	6	1.57	5.71	4.83	5.67	STABLE	51.50	49.32	STABLE	38.63	43.70	STABLE	0.000398	0.4384	- 0.07	STABLE	3.20	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
6	7	1.60	5.71	4.83	5.66	STABLE	52.75	49.32	STABLE	39.56	43.70	STABLE	0.000626	0.4384	0.07	STABLE	3.25	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
7	8	1.47	5.71	4.83	5.71	STABLE	46.38	49.32	STABLE	34.79	43.70	STABLE	-0.00054	0.4384	0.20	STABLE	2.97	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
8	9	1.64	5.71	4.83	5.63	STABLE	54.59	49.32	STABLE	40.95	43.70	STABLE	0.000964	0.4384	0.20	STABLE	3.34	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
9	10	1.53	5.71	4.83	5.69	STABLE	49.61	49.32	STABLE	37.21	43.70	STABLE	5.25E-05	0.4384	- 0.69	STABLE	3.12	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
10	11	1.40	5.71	4.83	5.71	STABLE	43.06	49.32	STABLE	32.29	43.70	STABLE	-0.00114	0.4384	0.20	STABLE	2.82	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
11	12	1.40	5.71	4.83	5.71	STABLE	43.06	49.32	STABLE	32.29	43.70	STABLE	-0.00114	0.4384	0.20	STABLE	2.82	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
12	13	1.40	5.71	4.83	5.71	STABLE	43.06	49.32	STABLE	32.29	43.70	STABLE	-0.00114	0.4384	0.20	STABLE	2.82	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
13	14	1.40	5.71	4.83	5.71	STABLE	43.06	49.32	STABLE	32.29	43.70	STABLE	-0.00114	0.4384	0.20	STABLE	2.82	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
14	15	1.15	5.71	4.83	5.71	STABLE	32.33	49.32	STABLE	24.25	43.70	STABLE	-0.0031	0.4384	0.20	STABLE	2.30	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
15	16	1.40	5.71	4.83	5.71	STABLE	43.06	49.32	STABLE	32.29	43.70	STABLE	-0.00114	0.4384	0.20	STABLE	2.82	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
16	17	1.40	5.71	4.83	5.71	STABLE	43.06	49.32	STABLE	32.29	43.70	STABLE	-0.00114	0.4384	0.20	STABLE	2.82	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
17	18	1.29	5.71	4.83	5.71	STABLE	38.21	49.32	STABLE	28.66	43.70	STABLE	-0.00203	0.4384	0.20	STABLE	2.59	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
18	19	1.30	5.71	4.83	5.71	STABLE	39.22	49.32	STABLE	29.41	43.70	STABLE	-0.00185	0.4384	0.20	STABLE	2.62	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
19	20	1.32	5.71	4.83	5.71	STABLE	39.62	49.32	STABLE	29.72	43.70	STABLE	-0.00177	0.4384	0.20	STABLE	2.66	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
20	21	1.60	5.71	4.83	5.66	STABLE	52.75	49.32	STABLE	39.56	43.70	STABLE	0.000626	0.4384	0.07	STABLE	3.25	0.03	INSTABLE	0.045	0.15
21	22	1.47	5.71	4.83	5.71	STABLE	46.38	49.32	STABLE	34.79	43.70	STABLE	-0.00054	0.4384	0.20	STABLE	2.97	0.03	INSTABLE	0.045	0.15

Les résultats des différents tests effectués révèlent que le matelas Reno est stable en termes de vitesses, de tension dans le fond, de tension dans les berges et vis-à-vis de l'effet de la déformation. Toutefois la vérification de l'érosion du matériau de base n'est pas vérifiée. La solution d'un filtre en gravier d'une épaisseur de 15 cm est alors adoptée.

3.9. Conclusion

Dans ce troisième chapitre, nous avons procédé au dimensionnement et à l'aménagement de l'oued Allaghane. Deux variantes sont étudiées, à savoir un canal en béton armé, un canal en terre et un canal en Matelas Reno (voir annexe 1). Une vérification d'affouillement a écarté également la variante du canal en terre. Enfin la variante retenue pour notre aménagement est le Matelas Reno avec rip-rap, pour assurer sa stabilité vis-à-vis de l'érosion à la base.

Les résultats sont présentés dans ce chapitre ont été effectué pour un débit de crue centennale. Pour les autres périodes de retour, les résultats sont présentés en annexes.

Conclusion générale

La réorientation et le recalibrage de l'Oued Allaghane dans son lit initial a fait l'objectif de notre étude, afin d'enrayer les inondations qui surviennent périodiquement au niveau de la RN26. Ce réaménagement atténuera les nuisances sur les habitations et les terrains agricoles.

Après avoir définis et diagnostiqué les données nécessaires des zones inondables d'un point de vue géographique, climatologique, géologique et topographique au premier chapitre, on a procédé à une étude hydrologique au deuxième chapitre qui nous a permis d'évaluer les débits dans le temps et fixer leurs valeurs qui traversent la ville de TAZMALT, ou on a proposé à dimensionner des ouvrages d'une manière à protéger cette ville des inondations qui l'affectent. Les estimations hydrologiques de la présente étude ont été réalisées à travers des méthodes tenant compte des caractéristiques morphométriques et géologiques des sous bassins versants. Les principaux résultats obtenus à l'embouchure de l'oued Allaghane sont :

- Débit de crue centennale = 160.98 m³ /S.
- Apport liquide moyens = 0,232 m³ /S.
- Apport solide moyens = 17416.45 m³ /an

Dans le dernier chapitre on a mis en évidence le dimensionnement et l'aménagement d'un canal en matelas Reno, Trois variantes sont étudiées, à savoir un canal en béton armé, un canal en terre et un canal en Matelas Reno. Une vérification d'affouillement à carté également la variante du canal en terre. Enfin la variante retenue pour notre aménagement est le Matelas Reno avec rip-rap, pour assurer sa stabilité vis-à-vis de l'érosion à la base.

Références bibliographiques

AGC: African GEOSYSTEM COMPANY

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

AGPSTINI.R , CONTE A, MALAGUTI G, PAPETTI A, Flexible linings in Reno mattress and gabions for canals canalized water courses, OFFICINE MACCAFERRI S.P.A. – Bologna – Italy, 1976.

AUDINET M, Hydrométrie appliquée aux cours d'eau, Edition Eyrolles, 1995.

AYACHI Y, AZIZI O, Etude aménagement de l'oued beni Melikech, Mémoire de Master, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, W. Bejaia, 1976.

BENKACI T, DECHEMI N, Hydrological risks analysis and impacts to water Quality for East West motorway, Revue scientifique et Technique. Vol. N°16 et 17, pp.37- Décembre, 2010.

CHIKHAR O, Cartographie hydrogéologique de la plaine alluviale de l'oued Soummam (tronçon : akbou- Bejaia), MAGISTER Université Houari Boumediene, W. ALGER, 2006.

DEGOUTE G., Aide-mémoire d'Hydraulique à surface libre. Paris : ENGRF 1999.

IMERZOUKENE L., OUHAROUN M, Analyse fiabiliste de la stabilité d'un canal revêtu en Matelas Reno, MASTER, UMMTO, W. TIZI OUZOU, 2015.

LAWRAENCE DINGMAN S, Fluvial, hydraulics, Oxford university press, 2009.

NEBBAR M, Contribution à l'étude de l'écoulement critique, These de DOCTORAT, Université Mohamed Khider, W. BESKRA. 2018.

RABET K, BEN HAMOU J, Aménagement d'un canal artificiel en Matelas Reno pour la lutte contre les inondations, Mémoire de Master, UMMTO, W. TIZI OUZOU, 2018.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, river analysis system, hydraulique reference manual, USA, 441pages, version 5.01. 2016.

TOUAIBIA B, Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida. Algérie, 166 pages ,2004.

TOUAT M, Etude de réhabilitation et d'aménagement du lit de l'Oued Allaghane, 2004.

ZIANI M., OUDDANE A., TAKHARBOUCHTE A, Schéma directeur d'assainissement de la vallée des jardins MASTER, UMMTO, W. TIZI OUZOU, 2012.

Webographie :

Site web, www.infoclimat.fr/climatologie/globale/bejaia/

<http://fr.m.wikipedia.org/wiki/tazmalt>

www.sndl.com

www.google.com

www.googleearth.com

E-LEARNING UMMTO