

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**PROTECTION DE LA VILLE DE SIDI-AHMED CONTRE
LES INONDATIONS (W.SAIDA)**

Présenté par :

M^r : AIT-IDIR billal

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} : B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M^{me} : F.AMMOUR	M A.A	Examinatrice
M^r : A.BOUFEKANE	M A.A	Examineur
M^r : M.DJELLAB	M C.B	Examineur
M^r : A.AMMARI	M A.A	Examineur
M^r : M.MEDDI	Professeur	Promoteur

Juin 2013

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**PROTECTION DE LA VILLE DE SIDI-AHMED CONTRE
LES INONDATIONS (W.SAIDA)**

Présenté par :

M^r : AIT-IDIR billal

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} : B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M^{me} : F.AMMOUR	M A.A	Examinatrice
M^r : A.BOUFEKANE	M A.A	Examineur
M^r : M.DJELLAB	M C.B	Examineur
M^r : A.AMMARI	M A.A	Examineur
M^r : M.MEDDI	Professeur	Promoteur

Juin 2013

DEDICACE :

C'est avec une très grande émotion que je me permets de dédicacer ce présent travail à :

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, ma formidable mère qui m'a toujours soutenue, qui m'a encouragé et qui n'a jamais cessé de croire en moi.

A mon très cher père qui a toujours su me donner les meilleurs conseils pour ma réussite.

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes...mon cher frère Lahlou

A mes sœurs SALIHA, HALIMA, HABIBA, NASSIMA pour tous leurs sacrifices déployés pour m'élever dignement et assurer mon éducation dans les meilleures conditions, leurs époux Zoubir, younes, Fateh, et Boubker.

A mes frères Belkacem, Alex, Abas, Hamza, qui on toujours était là pour m'aider et m'encourager.

A toute ma grande famille ; Zahoo, Sonia, Naeima.B, et Naeima, Fares, Laila.

Au nouvel élément de notre famille, Dahbia-Manel que je souhaite la santé, et une longue vie.

A la personne la plus importante dans mes yeux ATBA ouissam que je n'oublierai jamais.

A mes amis ; W.gosto, Adel, Sadek ing, Zakaria, Lounis, kamel, Belkacem14, chrif ameur, rédha, Manel, Louza, hamza, hmed, khaled et oussama.

A tous mes amis de l'ENSH.

Remerciements

- *Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions*
- *Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr M.MEDDI (mon promoteur) pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration de cette présente thèse.*
- *Je remercie la présidente et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.*
- *Un remerciement particulier à tous les travailleurs de la bibliothèque, surtout : FATIHA et HADJER pour leur aide et soutien.*
- *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

billish.....2013

ملخص

الهدف من هذه الدراسة يتمثل في تهيئة واد سيدي أحمد بولاية سعيدة لحماية المنطقة من فيضاناته. وفي هذا الإطار قمنا بدراسة هيدرولوجية بغية تحديد التدفقات.

ومن خلال هذه الدراسة اقترحنا إنشاء قناة لصرف المياه أو إنشاء حاجز جانبي لهذا الواد ، وانطلاقا من دراسة تقنية إقتصادية قمنا باختيار إنشاء السد ، وذلك اعتمادا على معطيات مأخوذة من الميدان والمتعلقة بالمنطقة المذكورة.

Résumé

L'objectif principal de cette étude est l'aménagement de l'oued Sidi-ahmed (wilaya de Saida) pour la protection du chef-lieu contre ces crues, dans ce contexte on a mené une étude hydrologique pour estimer les débits.

D'où on a proposé la projection d'une digue longitudinale et un canal, le choix de la digue a eu lieu vu sa convergence de l'aspect économique, sa réalisation est basée sur des données prises sur le terrain de la région en question.

Abstract

The purpose of this study is the equipment of SIDI AHMED stream in Saida in order to protect the region from the floods. In this respect, we conducted a hydrologic analysis to quantify the flows. We suggest, through this study, building an evacuation system or a dyke along the stream. From the technical economical study, we figured out that it is a must to implement the dyke because it suits the region conditions, and fulfills the study purpose.

Table des matières

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES INONDATIONS.

INTRODUCTION

GENERAL.....	1	
INTRODUCTION		Erreur ! Signet non défini.
I.1.Manifestation à l'échelle de la planète.....		Erreur ! Signet non défini.
I.2.GENERALITES SUR LES INONDATIONS		Erreur ! Signet non défini.
I.2.1.Qu'est-ce qu'une inondation ?		Erreur ! Signet non défini.
I.2.2.Quel sont les facteurs conditionnant les inondations ?		Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.Quel est le processus conduisant aux crues et inondations ?		Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.1.L'eau mobilisable		Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.2.Le ruissellement.....		Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.3.Le temps de concentration (ou durée caractéristique).....		Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.4.La propagation de la crue.....		Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.5.Le débordement		Erreur ! Signet non défini.
I.3.L'influence des facteurs naturels		Erreur ! Signet non défini.
I.4.Typologie des inondations		Erreur ! Signet non défini.
I.4.1.Les inondations lentes (ou inondations de plaine).....		Erreur ! Signet non défini.
I.4.2.Les inondations rapides		Erreur ! Signet non défini.
I.4.3.Les inondations par ruissellement urbain.....		Erreur ! Signet non défini.
I.4.4.Les types particuliers d'inondations		Erreur ! Signet non défini.
I.4.4.1.Les inondations par les torrents		Erreur ! Signet non défini.
I.4.4.2.Les submersions marines		Erreur ! Signet non défini.
I.4.4.3.Les inondations estuariennes		Erreur ! Signet non défini.
I.4.4.4.Les inondations par remontée de nappe.....		Erreur ! Signet non défini.
I.5.Effets des inondations sur la santé humaine :		Erreur ! Signet non défini.
I.6.Gestion du risque inondation		Erreur ! Signet non défini.
I.6.1.La prévision		Erreur ! Signet non défini.
I.6.2.La prévention		Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION :		Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

INTRODUCTION:		Erreur ! Signet non défini.
II.1.Situation Géographique		Erreur ! Signet non défini.
II.2.Situation Démographique		Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.Estimation de la population future.....		Erreur ! Signet non défini.
II.3.Caracteristiques Physiques		Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.Le Cadre Naturel		Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.1.Relief		Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.2.Pentes.....		Erreur ! Signet non défini.
II.4.Géologie		Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.Jurassique		Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.1.le jurassique moyen		Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.2.Bajocien-Bathonien non différenciés		Erreur ! Signet non défini.

II.4.1.3.Le jurassique supérieur.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.4.Portlandien.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.5.condition tectonique	Erreur ! Signet non défini.
II.6.Morphologie Et Pentas	Erreur ! Signet non défini.
II.7.Amenagement Urbain.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7.1.Proposition D'aménagement De Sidi Ahmed.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7.1.1.Les Sites D'extension De A.C.L. Sidi Ahmed	Erreur ! Signet non défini.
II.8.Historique des dernières crues observées et problèmes lié aux inondations.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.Etat de système d'assainissement existant.....	Erreur ! Signet non défini.
II.10.Capacité d'évacuation du système d'assainissement et émissaire	Erreur ! Signet non défini.
II.11.Etat de viabilisation de la ville.....	Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION :	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE.

INTRODUCTION.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1.Définition du bassin versant.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2.Morphométrie.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2.1.La surface	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2.2.Le périmètre	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2.3.Indice de compacité de Gravelius	Erreur ! Signet non défini.
III.1. 2.4. Le rectangle équivalent	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.Les reliefs.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.1. Répartition et courbe hypsométrique	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.3.Indice de pente globale I_g	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.4. Pente moyenne des bassins versants I_m	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3.5. Dénivelée spécifique D_s	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4. Le réseau hydrographique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.1. La densité de drainage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.2. La pente moyenne du cours d'eau principale.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.3. Le temps de concentration :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4.4.Vitesse moyenne de ruissellement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.Situation climatologique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.Les paramètres climatologiques	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.1.Températures.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.2.Les vents	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.3. Humidité relative.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.Etude des précipitations	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.1.Données de base et de référence.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.2.Test d'homogénéité de wilcoxon	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.3.Pluies maximales journalières.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.3.1.Paramètres statistiques de l'échantillon.....	Erreur ! Signet non défini.

III.2.2.4. Analyse statistique des pluies maximales journalières.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.4.1. Ajustement à la loi de Galton	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.4.3. Ajustement à la loi de Gumbel	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.4.3. La loi GEV (distribution des valeurs extrêmes généralisées).....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.5. Qualité de l'ajustement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.5.1. Fonction de distribution de probabilité empirique (test visuel).....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.5.2. Inférence statistique :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.5.3. Test d'adéquation :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3. Pluies de courte durée	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4. Caractéristiques de l'écoulement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.1. Module de l'écoulement (Me)	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.3. Lame d'eau écoulée (L_e)	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.4. Coefficient de l'écoulement (C_e).....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.5. Evaluation des apports solides (A_s)	Erreur ! Signet non défini.
III.3. Etude de crues	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1. Définition d'une crue	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2. La genèse d'une crue.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.3. Aspect économique du problème de la protection contre les crues exceptionnelles ..	Erreur ! Signet non défini.
III.3.4. calcul du débit maximum de crues par les formules empiriques.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.5. Le choix du débit maximum de crue	Erreur ! Signet non défini.
III.3.5.1. Etude hydrométrique de l'oued SAIDA	Erreur ! Signet non défini.
III.3.5.1.1. Ajustement de la série des débits max.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.6. Choix d'une méthode d'estimation des crues.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.6.1. Détermination des hydrogrammes probables par la méthode de SOKOLOVSKY	Erreur ! Signet non défini.
III.3.6.2. Débits de crues des deux bassins versants (01) et (02).....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.6.3. Calcul de hydrogramme de crues	Erreur ! Signet non défini.
CONCLUSION	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III : CALCUL ET AMENAGEMENT HYDRAULIQUE.

INTRODUCTION.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.1. Le but d'aménagement.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2. Propositions d'Aménagements.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1. Protections directes (rapprochées)	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.1. Curage :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.2. Recalibrage :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.3. Renforcement des ouvrages :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.4. Réalisation des canaux :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.5. Protection des berges :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.6. Endiguement des oueds :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2. Protections indirectes (éloignées)	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2.1. Création des canaux périphériques :	Erreur ! Signet non défini.

IV.2.2.2.Réalisation des barrages :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2.3.Aménagement des bassins versants :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.Données de base existante pour l'aménagement	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.Débits de dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.Calcul hydraulique :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1.Généralités sur les écoulements a surface libre :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1.1.Les canaux	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1.1.1.Type de canaux	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1.1.2.Ecoulement dans les canaux.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2.Dimensionnement des canaux.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2.1.Les formules principales de calcul	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2.1.1.La relation de types Chézy.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2.1.2.La formule de Manning-Strickler.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3.Calcul des paramètres géométriques	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3.1.La profondeur normale, h_n	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3.2.La profondeur critique, h_c	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3.3.La pente critique, J_c	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.4. Notion de l'énergie spécifique, HS	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.5.Ecoulement dans une courbe.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.6.Calcul de la ligne d'eau.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.6.1.Equation de la surface libre.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.7.Le choix du modèle de modélisation	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.8.Les zones inondables (terminologie et concepts).....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.8.1.Zone spécifique a risque d'inondation	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.8.2.Zone inondable.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.8.3.Surcharges de crues.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.8.4.Bandes d'inondation	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.9.Le code de calcul hec-ras	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.9.1.Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul hec-ras...	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.9.2.Les données géométriques du réseau hydrographique	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.10.Estimation de la rugosité n de Manning.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.10.Simulation de l'Oued Sidi-Ahmed à son état naturel.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.Etudes des variantes.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.Premiere variante d'aménagements (recalibrage de l'oued en canal trapézoïdal)..	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.1.Choix des paramètres de dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.1.1. La pente de projet.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.1.2.Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s de la formule Manning-Strickler	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.1.3.Choix de la largeur du fond.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.2. Dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.2.1.Calcul de la surélévation	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.2.2.Marge de sécurité dans les canaux	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.12.1.2.3.Calcul de la profondeur H.....	Erreur ! Signet non défini.

IV.5.12.1.3.Travaux de terrassement : **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.1.4.Travaux de génie civil..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.1.5.Devis de la première variante..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.2.Deuxième variante d'aménagements **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.2.1.Calcul de la hauteur de la diguette **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.2.Calcul de la largeur de la crête..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.2.3.Le choix des fruits de talus amont et aval **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.2.4.Le devis de la variante..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.3.Etude la stabilité de la diguette **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.3.1.Méthode d'analyse de stabilité des pentes **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.12.3.1.Le calcul de la stabilité..... **Erreur ! Signet non défini.**

CONCLUSION

GENERAL.....
.....96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.II.1.Evolution de la population de la commune de Sidi Ahmed.....	1 3
Tableau.II.2.Evolution de la population du chef-lieu de Sidi Ahmed.....	1 3
Tableau.III.1. Les paramètres morphométriques des sous bassins.....	2 4
Tableau.III.2.Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du S/BV_1.....	2 5
.....	
Tableau.III.3.Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du S/BV_2.....	2 6 2 7
.....	
Tableau.III.4.Les caractéristiques..... altitudes	2 8
Tableau.III.5. Indice de pente globale Ig.....	2 8
Tableau.III.6.Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996).....	2 9
Tableau.III.7.Pentes moyennes des bassins versant Im.....	2 9
Tableau.III.8.Dénivelée spécifique des bassins versants.....	3 0
Tableau.III.9.Les densités de drainage.....	3 2
Tableau.III.10.Les pentes moyennes des cours d'eau principales.....	3 3
Tableau.III.11.Résultats de calcul du temps de concentrations.....	3 4
Tableau.III.12.La vitesse de ruissellement.....	3 4
Tableau.III.13.Caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants.....	3 5
Tableau.III.14.Température annuelle..... moyenne	3 5
Tableau.III.15.Répartition annuelle de la force des vents.....	3 6
Tableau.III.16.Répartition de l'humidité relative- station de Saida.....	3 7
Tableau.III.18. Répartition des pluies moyennes mensuelle.....	3 7
Tableau.III.19. Répartition des pluies maximum journalière de la station d'Ain-	

lahdjar.....	3
.....	9
Tableau.III.20.Les paramètres statistiques.....	4 1
Tableau.III.21.Résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	4 2
Tableau.III.22.Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	4 4
Tableau.III.23.Résultats d'ajustement à la loi de GEV.....	4 5
Tableau.III.24.Résultats du test d'adéquation de Khi-deux.....	4 6
Tableau.III.25.Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T.....	4 7
Tableau.III.26.Apports solides.....	5 0
Tableau.III.27.Les caractéristiques d'écoulement.....	5 1
Tableau.III.28.Valeurs du coefficient de ruissellement C.....	5 4
Tableau.III.29.Valeur de coefficient de ruissellement α	5 5
Tableau.III.30.Résultats des formules empiriques.....	5 6
Tableau.III.31.La série des débits max de l'oued SAIDA.....	5 7
Tableau.III.32.Les résultats d'ajustement à la loi Gamma.....	5 8
Tableau.III.33.Résultats des formules empirique sur l'oued SAIDA.....	5 8
Tableau.III.34.Débits de crues des deux bassins versants (01) et (02).....	6 0
Tableau.III.35.Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours SB I.....	6 0
Tableau.III.36.Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours SB 2.....	6 2
Tableau.III.37. récapitulatifs des débits de la crue (m ³ /s).....	6 3
Tableau.IV.1.Probabilité (%) du risque d'inondation = $1-(1-1/T)^n$	8 0
Tableau.IV.2.Résultat de la simulation de l'oued à son état naturel.....	8 6
Tableau.IV.3.Les résultats de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal.....	8 7
Tableau.IV.4.Calcul des surélévations.....	8 8
Tableau.IV.5.Profondeur calculée du canal.....	8 8
Tableau.IV.6.Estimation Travaux de	8 8

terrassment.....						9
Tableau.IV.7.Devis	de		la		première	8
variante.....						9
Tableau.IV.8.Calcul	de	la	hauteur	de	la	9
diguette.....						1
Tableau.IV.9.Quelque	valeurs	indicatives	des	pentés	des	9
talus.....						1
Tableau.IV.10.Devis	de		la		deuxième	9
variante.....						2
Tableau.IV.11.Résultat		d'étude		de	la	9
stabilité.....						7

LISTE DES FIGURES

Figure.I.1.Nombre d'inondations par pays durant la période 1974 – 2003 (Source EM-DAT). Base de données internationale sur les catastrophes naturelles et technologiques (EM-DAT).....	2 5
Figure.I.2. Embâcle sur un torrent.....	7 7
Figure.I.3.Inondation estuarienne.....	1 2
Figure.I.4.Inondation par remontée de nappe.....	1 3
Figure.II.2. Situation de l'agglomération par rapport à la Wilaya.....	1 7
Figure.II.2.Evolution de la population.....	1
Figure.II.3.Image satellitaire Google du secteur d'étude du chef-lieu de Sidi Ahmed...	8 2
Figure.II.4.Protection du CEM par un mur en gabionnage.....	2 2
Figure III.1.Image explicative d'un bassin versant.....	3 2
Figure.III.2.délimitation des sous bassins (à l'échelle : 1/50000).....	6 2
Figure.III.3.courbe hypsométrique SB1.....	7 3
Figure.III.4.courbe hypsométrique SB2.....	1 3
Figure.III.5.réseaux hydrographique (à l'échelle :1/50000).....	5 3
Figure III.6.Variation de la température de Sidi Ahmed.....	7 3
Figure.III.7. Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne annuelle.....	8 4
Figure.III.8.Répartition des pluies moyennes mensuelle.....	3 4
Figure.III.9.représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	4 4
Figure.III.10.Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normal(GUMBEL)....	5
Figure.III.11.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.....	4 8
Figure.III.12.Courbe de pluie de courte durée.....	4 8

Figure.III.13.Courbe	Intensité	Durée	6
Fréquence.....			1
Figure.III.14.Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour			6
SB1.....			3
Figure.III.15.Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour			6
SB2.....			8
Figure.IV.1.différent	éléments	géométriques	des
canaux.....			7
Figure.IV.2.Définition de la charge totale H, et de la charge spécifique,			7
Hs.....			5
Figure.IV.3.Courbe	d'énergie	spécifique,	Hs=f(h),
Q=Cte.....			7
Figure.IV.4.Courbe	des	débits,	Q=f(h),
Hs=Cte.....			pour
Figure.IV.5.Ecoulement dans une courbe (source ; Graf, Altinakar,			7
2000).....			7
Figure.IV.6.Différentes pertes de charge dans un écoulement en lits composés			9
(Proust,			8
2005).....			1
.			8
Figure.IV.7.Vues en section en travers et en plan d'une zone			4
inondable.....			8
Figure.IV.8.Image satellitaire Google du secteur d'étude de Sidi			4
Ahmed.....			9
Figure.IV.9.Plan	du	secteur	d'étude
Ahmed.....			de
Figure.IV.10.simulation de la stabilité de la digue avec le logiciel			7
Slide.....			7
Figure.IV.11. les coefficients de sécurité pour les différents cercles de			
glissements.....			

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 01 : Le levé topographique.

Planche N° 02 : Les profils en travers.

Planche N° 03 : La délimitation de la zone inondable.

Planche N° 04 : Le profil en long du canal.

Planche N° 05 : Le profil en long de la diguette.

Planche N° 06 : Une coupe transversal de la diguette.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE N° 01 : Simulation d'oued à son état naturel.

ANNEXE N° 02 : Simulation d'oued en canal trapézoïdal.

Introduction générale

Introduction général

Parmi les catastrophes naturelles, les inondations sont les plus dommageables. Elles sont souvent associées aux cyclons. Les parades face au risque inondation sont nombreuses. L'originalité des inondations réside dans le fait que l'homme peut influencer et tenter de réduire le phénomène naturel.

La maîtrise des eaux de crues est une antienne dans la société attirée par les fleuves, pourtant cette technique a atteint certaines limites techniques et financières.

Digues, barrage, canaux, ne sont pas extensible à l'infini et les couts de construction et d'entretien sont prohibitifs.

A cote de ces méthodes de protection, on trouve aussi la prévision, l'alerte et la gestion de crise, une approche nouvelle tente d'aborder la prévention non plus seulement en luttant des fronts contre les phénomènes naturels mais par l'entrer socio-économique en réduisant la vulnérabilité des sociétés face aux féaux naturels. Gérer le risque, c'est accepter de vivre avec.

Dans notre étude de protection du chef-lieu khalfalah contre les crues d'oued Sidi-ahmed, plusieurs propositions d'aménagement seront proposées afin de choisir la plus adéquate.

Pour mener ce travail on a opté pour les quatre chapitres suivant :

Chapitre : Généralisées sur les inondations ;

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude ;

Chapitre III : Etude hydrologique ;

Chapitre IV: Calcul et aménagement hydraulique.

Chapitre I

Généralités sur les inondations

INTRODUCTION GENERALE

L'eau habituellement cantonnée dans le lit des rivières, des ruisseaux, des torrents, ou présente dans le sous-sol sous forme de nappe, va de manière progressive ou parfois brutalement occuper de nouveaux espaces colonisés par la végétation ou par l'homme pour son habitat et ses activités ...

L'inondation apparaît dès lors comme une forme de conflit pour l'occupation de l'espace entre les occupants habituels de cet espace et l'eau. Face à cette situation, l'homme a adopté plusieurs stratégies : contenir l'adversaire avec des remparts (digues), éviter le conflit en abandonnant le terrain, accepter l'éventualité du conflit en se donnant le cas échéant les moyens de l'anticiper.

I.1. Manifestation à l'échelle de la planète

La moitié des catastrophes naturelles mondiales sont des inondations¹. Ces catastrophes résultent de phénomènes naturels périodiques comme la mousson ou el niño, d'autres sont le fait de circonstances particulières (cyclones, typhons, orages violents) et sont aggravées par les dérèglements climatiques.

Selon la base de données internationale sur les catastrophes EM-DAT, 2 470 crues se sont produites à l'échelle internationale lors des vingt dernières années (1989 et 2009). 147 457 personnes y ont perdu la vie et les dommages ont été estimés à 372,5 milliards de \$ US.

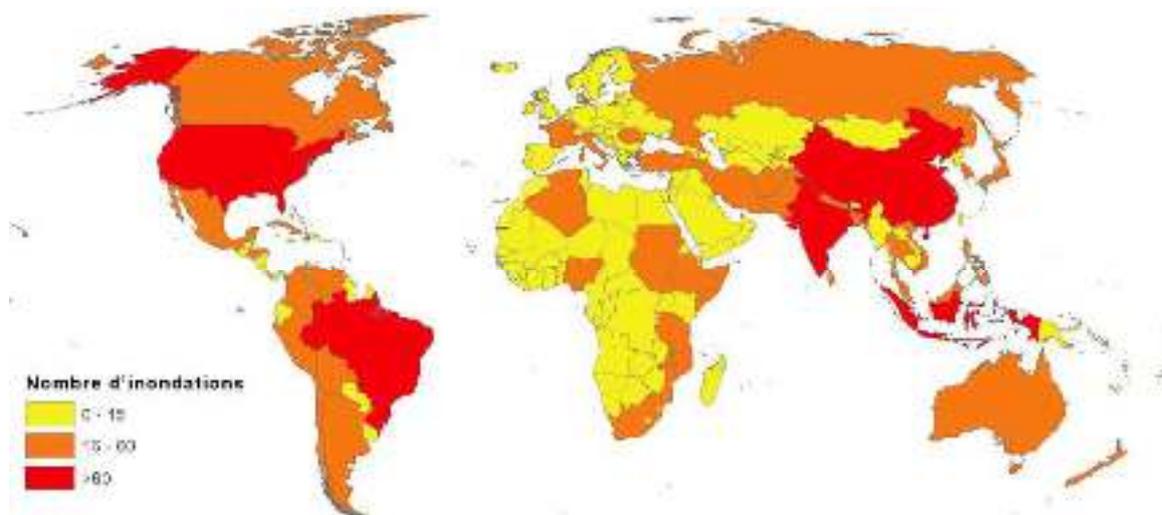


Figure.I.1. Nombre d'inondations par pays durant la période 1974 – 2003 (Source EM-DAT). Base de données internationale sur les catastrophes naturelles et technologiques (EM-DAT).

I.2.GENERALITES SUR LES INONDATIONS

I.2.1.Qu'est-ce qu'une inondation ?

La crue est un phénomène naturel et saisonnier qui correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau qui ne provoque pas de perturbations majeures lorsque son ampleur est modérée. Elle est décrite à partir de trois paramètres : le débit, la hauteur d'eau et la vitesse du courant.

En fonction de l'importance des débits, une crue peut être contenue dans le lit mineur du cours d'eau, ou déborder dans son lit moyen ou majeur. Par ailleurs, les caractéristiques des précipitations (extension, intensité, durée) et des bassins versants peuvent donner lieu, selon les cas, à trois types de crues caractérisées en fonction du mode de propagation de l'onde de crue :

- les crues simples (pluies intenses de courte durée affectant généralement l'ensemble du bassin),
- les crues multiples (précipitations se succédant à un intervalle de temps inférieur au temps de réponse le plus long du bassin, ou pluies de longue durée), et
- les crues complexes, juxtaposant les deux types de crues précédents.

Une inondation désigne un recouvrement d'eau qui déborde du lit mineur ou qui afflue dans les talwegs ou les dépressions lorsque le débit et le volume d'eau d'une crue sont importants. Cette définition, plus large que celle retenue habituellement par les hydrologues, permet d'ajouter aux phénomènes classiques que sont les débordements d'un cours d'eau, directs ou indirects (contournement d'un ouvrage, fonctionnement d'un déversoir), d'autres manifestations comme les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages sur des petits bassins versants (mise en charge des talwegs en milieu urbain), les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues), ou encore les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

I.2.2.Quel sont les facteurs conditionnant les inondations ?

En premier lieu, bien sûr, on citera les précipitations. Ces dernières peuvent avoir lieu soit dans un environnement proche (quelques kilomètres) ou alors à des centaines de kilomètres (cas des fleuves).

Les précipitations peuvent être actuelles ou récentes, mais également plus anciennes responsables par exemple de l'engorgement des sols, ou stockées pendant plusieurs mois sous forme de neige, ou de nappes souterraines.

En second lieu le sol avec ses formes, ses reliefs, ses possibilités de rétention, qui va ou non favoriser l'écoulement de ces précipitations cumulées et là aussi dans un environnement proche ou plus lointain. C'est l'intégration aux différentes échelles locales ou régionales des facteurs climatiques et géomorphologiques, qui va conditionner l'inondation et son importance.

I.2.3. Quel est le processus conduisant aux crues et inondations ?

Comprendre le processus à l'origine des crues et des inondations suppose d'analyser les différents facteurs contribuant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau.

I.2.3.1. L'eau mobilisable

La source de l'eau mobilisable capable d'engendrer des inondations peut s'agir :

- de la fonte de neiges ou de glaces au moment d'un redoux, associée ou non à des pluies ;
- des pluies répétées et prolongées de régime océanique, qui affecteront plutôt un grand bassin versant ;
- d'averses relativement courtes mais intenses qui pourront toucher la totalité de la superficie de petits bassins versants de quelques kilomètres carrés.

I.2.3.2. Le ruissellement

Le ruissellement étroitement lié à la nature du sol et de son occupation de surface, correspond à la part de l'eau qui n'a pas été interceptée par le feuillage, ni restituée à l'atmosphère par évaporation, et qui n'a pas pu s'infiltrer, ou qui resurgit très rapidement après infiltration et écoulement hypodermique ou souterrain. Il sera donc d'autant plus faible que la couverture végétale sera dense (arbres, herbes et tapis d'humus) et que les sols seront profonds et non saturés par des épisodes pluvieux récents. Inversement, l'imperméabilisation des sols due à l'urbanisation (infrastructures, constructions) le favorisera. Par ailleurs, l'intensité de la pluie joue aussi un rôle non négligeable en créant, au-delà d'une certaine valeur, un film d'eau à la surface du sol, qui va conduire à un écoulement maximum.

I.2.3.3. Le temps de concentration (ou durée caractéristique)

Le temps de concentration est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau ayant le plus long chemin hydraulique à parcourir parvienne jusqu'à l'exutoire. Il

est donc fonction de la taille et de la forme du bassin versant, de la topographie et de l'occupation des sols.

I.2.3.4. La propagation de la crue

L'eau de ruissellement se rassemble dans un axe drainant où elle forme une crue qui se propage vers l'aval. Le débit de pointe de la crue est d'autant plus amorti et sa propagation ralentie que le champ d'écoulement est plus large et que la pente est plus faible.

I.2.3.5. Le débordement

Le phénomène de débordement est consécutif à la propagation d'un débit supérieur à celui que peut évacuer le lit mineur, dont la capacité est généralement limitée à des débits de crues de période de retour de l'ordre de 1 à 5 ans. Il peut se produire une ou plusieurs fois par an ou seulement tous les dix ans en moyenne voire tous les cent ans. En débordant, l'eau alimente massivement la nappe phréatique située sous le champ d'inondation et approvisionne les milieux de vie des végétaux et des animaux aquatiques ou hygrophiles.

I.3. L'influence des facteurs naturels

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue. Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant, sont déterminantes. Il peut s'agir de pluies répétées et prolongées de régime océanique (celles affectant par exemple les grands bassins) ou d'averses intenses de courte durée, qui touchent de petits bassins versants.

La nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement influencent fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également. Ainsi, pour une même quantité de pluie, une crue apparaîtra ou non.

A ces paramètres s'ajoutent des **facteurs naturels aggravants**, comme la fonte des neiges ou la formation et la rupture d'embâcles. Les matériaux flottants transportés par le courant peuvent en effet s'accumuler en amont des passages étroits. La rupture éventuelle de ces embâcles provoque une onde puissante et destructrice en aval. Concernant la fonte des neiges, il est rare en Algérie que des crues importantes soient provoquées uniquement par ce phénomène, même s'il demeure un facteur aggravant.

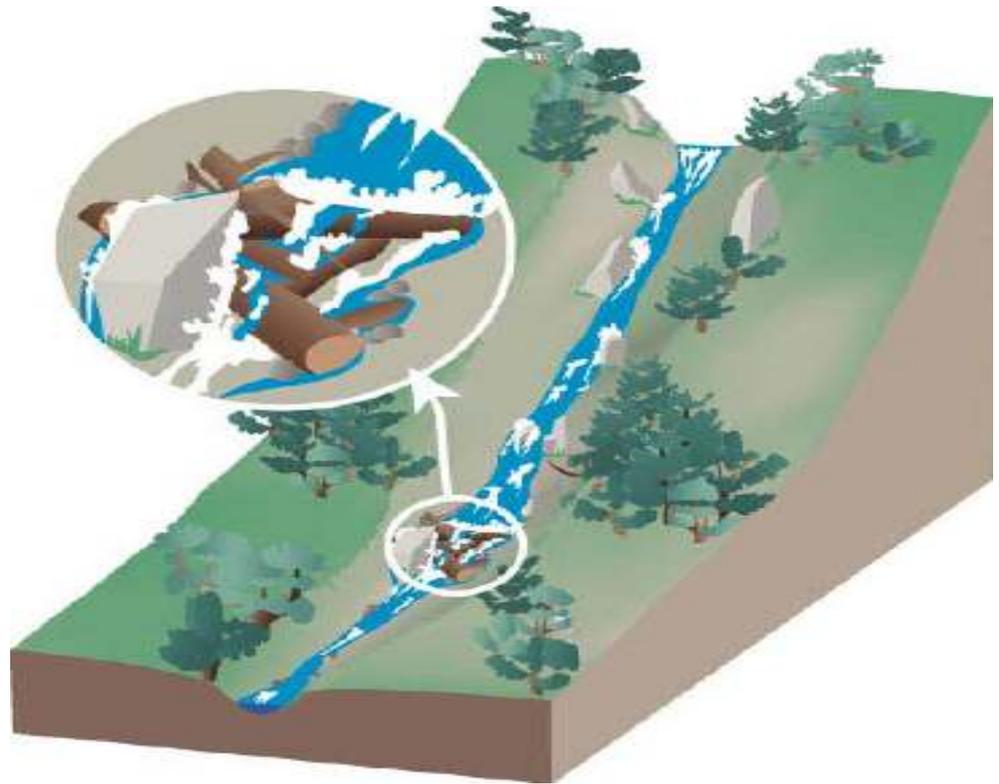


Figure.I.2. Embâcle sur un torrent

I.4. Typologie des inondations

On distingue dans la nature trois principaux types d'inondation. On portera également notre attention sur certains types particuliers supplémentaires

I.4.1. Les inondations lentes (ou inondations de plaine)

Les inondations à monter lente des eaux résultent de crues provoquées par des pluies prolongées qui tombent sur des reliefs peu marqués aux sols assez perméables c'est-à-dire sur lequel un ruissellement met beaucoup de temps à se déclencher. Elles se produisent en plaine, mais aussi dans les régions de plateau, à l'aval de grands bassins versants (plusieurs centaines de kilomètres carrés).

I.4.2. Les inondations rapides

Les inondations rapides correspondent à des crues dont le temps de concentration des eaux est, par convention, inférieur à 12 heures. Elles se forment dans une ou plusieurs des conditions suivantes : averse intense à caractère orageux et localisé, pentes fortes, vallée étroite sans effet notable d'amortissement ni de laminage. Ce phénomène se produit principalement en montagne et en région méditerranéenne, mais il peut aussi se rencontrer dans beaucoup d'autres régions, surtout sur les petits bassins versants lors des orages d'été.

I.4.3. Les inondations par ruissellement urbain

Les inondations par ruissellement urbain sont dues à des écoulements sur la voirie de volumes d'eau ruisselés sur le site ou à proximité, qui ne sont pas absorbés par le réseau d'assainissement superficiel et souterrain.

I.4.4. Les types particuliers d'inondations

I.4.4.1. Les inondations par les torrents

Les torrents sont des cours d'eau à pente forte (supérieure à 6 %) présentant des débits irréguliers et des écoulements très chargés. Ils sont générateurs de risques d'inondation accompagnés d'érosion et d'accumulations massives de matériaux.

I.4.4.2. Les submersions marines

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (forte dépression et vent de mer) et marégraphiques sévères provoquant par exemple des ondes de tempête. Elles affectent en général des terrains situés en dessous du niveau des plus hautes mers, mais aussi parfois au-dessus, si des projections d'eaux marines franchissent des ouvrages de protection. Elles sont dues :

- à la rupture ou à la destruction d'un cordon dunaire à la suite d'une érosion intensive ;
- au débordement ou à la rupture de digues ou d'ouvrages de protection, ou encore à leur franchissement par des « paquets de mer » ;
- à des vagues de forte amplitude provoquées par des glissements sous-marins.

I.4.4.3. Les inondations estuariennes

Les zones riveraines d'un estuaire peuvent être inondées du fait de la conjonction d'une crue fluviale et d'un niveau de la mer exceptionnellement élevé bloquant ou ralentissant l'évacuation de la crue. Le niveau de cette submersion suit alors les fluctuations d'une ou plusieurs marées avec les modifications propres à l'estuaire et à la crue fluviale.

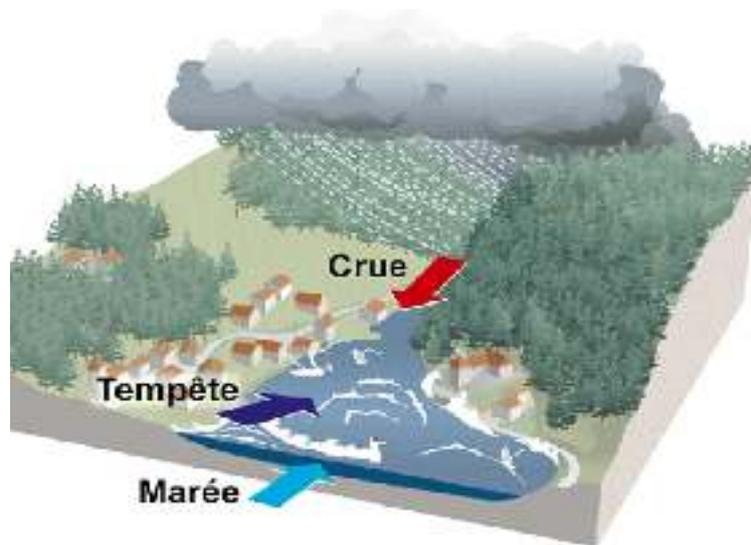


Figure.I.3.Inondation estuarienne

I.4.4.4. Les inondations par remontée de nappe

Les nappes d'eau souterraines peuvent monter jusqu'à la surface du sol et au-dessus, naturellement ou artificiellement :

Les inondations par remontées naturelles de nappe : des pluies abondantes et prolongées peuvent recharger une nappe phréatique au point de la faire déborder dans tous les points bas de son secteur. La lenteur de la propagation de l'eau dans le

sous-sol peut conduire à un décalage important par rapport à la série pluvieuse (quelques jours à quelques mois) et à une durée considérable de l'inondation (quelques semaines, voire quelques mois). Ces inondations lentes présentent peu de risque pour les personnes mais provoquent des dommages non négligeables à la voirie (effet de sous-pression) et aux constructions et ceci d'autant plus qu'elles surviennent plus rarement.

Les inondations par remontées artificielles de nappe : l'arrêt durable d'un ou plusieurs pompages importants dans la nappe phréatique provoque au pourtour une remontée sensible du niveau d'eau. Il en est de même de la construction et du maintien en eau d'un bassin non étanche en surélévation ou encore de la création d'un écran étanche formant obstacle à l'écoulement souterrain. Les inondations qui en résultent concernent le plus souvent des installations en sous-sol, mais elles peuvent aussi atteindre la surface. Elles se produisent avec un certain retard et durent au moins aussi longtemps que leur cause.



Figure.I.4.Inondation par remontée de nappe

I.5.Effets des inondations sur la santé humaine :

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation ;
- Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durer des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé.

➤ **Effets sanitaires des inondations :**

Les différents effets sont récapitulés dans le tableau suivant :

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux ; caractéristiques topographiques ; absence d'alerte préalable ; début de la crue ; hauteur atteinte par des eaux ; glissements de terrain ; comportements à risque ; eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade ; blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires ; choc ; hypothermie ; arrêt cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées ; dermatites ; conjonctivites ; maladies gastro-intestinales ; infections ORL ; éventuelles maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires

Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts ; approvisionnement insuffisant en eau ;	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéropathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardiase, campylobactériose)

potable; approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	dermatites ; conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments ; gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines ; et aux réservoirs de stockage ; inondations de sites abritant des déchets toxiques ; rejets de produits chimiques ; dommages subis par des réservoirs contenant du pétrole, pouvant entraîner des incendies	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes ; fortes précipitations ; expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution ; blessures ; lacérations ; perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire
Dommages subis par les services sanitaires ; désorganisation des activités de services sanitaires « normaux »	Diminution des prestations de services de santé « normaux » ; accès insuffisant à des soins médicaux

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments.

Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées ; la navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique sont compromis.

➤ **Effets des inondations sur les services d'AEP et d'assainissement :**

Alors qu'on trouve ainsi les effets sur les réseaux d'AEP et d'assainissement

Services d'eau potable	Services d'assainissement
<ul style="list-style-type: none"> - Arrêt de production - Mise en distribution d'eau non potable - Pression insuffisante - Modification des caractéristiques de l'eau distribuée 	<ul style="list-style-type: none"> - Aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infra-structures ou d'activités économiques - Pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration

I.6. Gestion du risque inondation

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où il se manifestera. La prévention des risques et la protection des populations nécessitent que soient prises des mesures collectives et des mesures individuelles.

I.6.1. La prévision

La prévention regroupe l'ensemble des dispositions à mettre en œuvre pour réduire l'impact d'un phénomène naturel prévisible sur les personnes et les biens. L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifestera. Les paramètres concourant à la formation des crues sont nombreux, cependant l'un d'eux est déterminant : la pluie. La prévision des inondations consiste donc principalement en une observation continue des précipitations.

La surveillance météorologique est complétée par un suivi des débits dans la plupart des cours d'eau de plaine, à l'aide de réseaux de collecte de données.

Ce système fonctionne pour les rivières possédant un grand bassin versant, dont le temps de concentration est supérieur à 10 heures. Les cours d'eau à crues brutales ne peuvent être couverts par un tel service, sachant qu'on ne pourrait pas en garantir la fiabilité lors d'une montée rapide des eaux : à chaque citoyen d'être alors vigilant lorsqu'il se trouve dans une zone soumise à ce risque.

L'amélioration de la prévision des crues passe ainsi par :

- la mise en place d'un réseau de surveillance météorologique permettant de mesurer les pluies couvrant les zones à risque;
- la mise en œuvre de modèles performants de prévision des crues ;
- la mise à disposition des autorités locales d'une information plus compréhensible et plus fiable.

I.6.2. La prévention

La prévention regroupe l'ensemble des dispositions à mettre en œuvre pour réduire l'impact d'un phénomène naturel prévisible sur les personnes, les biens et l'environnement.

En matière d'inondation, il est difficile d'empêcher les événements de se produire. De plus, les ouvrages de protection collectifs, comme les digues, ne peuvent garantir une protection absolue. En conséquence, le meilleur moyen de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées. Pour autant, de nombreuses habitations et zones d'activités existent déjà dans ces zones.

CONCLUSION :

Les meilleurs moyens de se prémunir des dommages d'une inondation reste la prévention et la précaution afin de réduire le degré d'exposition au risque de son impact, si ce dernier est inévitable et représente le premier risque naturel tant par l'importance des dégâts provoqué que par le nombre de personnes concerné, ainsi l'incidence financière considérable. L'application de tous les moyens doit être cohérente localement et en échelle du bassin versant.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

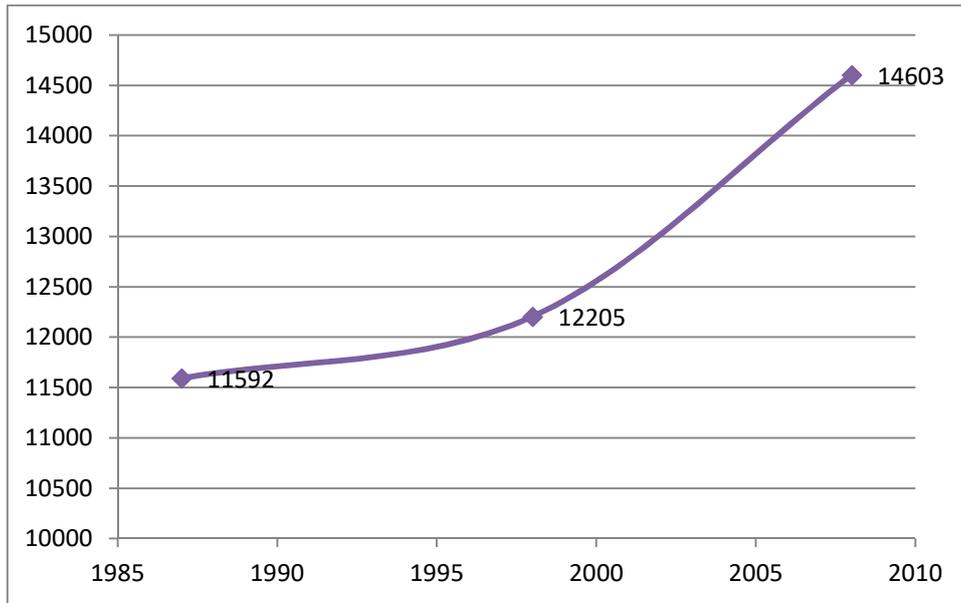


Figure.II.2. Evolution de la population

Tableau.II.2. Evolution de la population du chef lieu de Sidi Ahmed.

Population	2008
ACL Sidi Ahmed	3754

Source : DPAT

Le nombre d'habitant de la commune de Sidi Ahmed à connue une augmentation progressive de l'ordre de 11592 Habitant de l'année 1987 à 14603 habitant de l'année 2008, avec un taux d'accroissement passé de 0,46%(entre années1987-1998) à 1,84% entre des années (1998-2008).

La population du chef lieu de Sidi Ahmed est de l'ordre 3754,00 habitant à nouveau recensement (2008) avec un taux d'accroissement démographique de 1,46 %.

II.2.1.Estimation de la population future

L'évolution démographique en Algérie suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n$$

Avec :

P_n : Population située à l'horizon prévu ;

P_0 : Population de base ou de l'année de référence (2008) ;

n : Nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;

T : Le taux d'accroissement annuel de la population en (%).

II.3.Caracteristiques Physiques

II.3.1.Le Cadre Naturel

II.3.1.1.Relief

Le relief est formé par un ensemble de plans inclinés s'abaissant très lentement vers les fonds du chott chergui. L'altitude des hautes plaines steppiques diminue faiblement (200 m seulement sur 50 km) vers le fond du chott chergui. Les dénivelées sont assez faibles.

II.3.1.2.Pentes

- Les terrains sont à pentes faibles (0 à 3 %) à moyennes (3 à 12 %)
- Collines et piémonts : 20 %.
 - Plaines et plateaux : 70 %.
 - Autres : 10 %.

II.4.Géologie

Le site proposé se trouve dans une région où affleurent les roches du jurassique l'Aaleno-bajocien constitué par la dolomie cristalline.

II.4.1.Jurassique

Les dépôts du jurassique occupent une grande surface et sont représenté par des roches carbonatées du jurassique moyenne et les roches argilo-carbonatées terrigènes du jurassique supérieur.

II.4.1.1.le jurassique moyen

Repose transgressivement sur les horizons inférieur il est représenté par faciès dolomitique et calcareux.

Le premier faciès est représenté par des calcaires solides dolomitiques, ces formation sont très peu fissurées et peu poreuse, par conséquent les nappes aquifères y afférent ont un débit insignifiant.

Le deuxième faciès calcareux est développé sur les terrains au Nord-Ouest

Il affleure dans la partie orientale de la région d'étude, où il couvre des superficies considérables aux environs des localités Ain Al-Hadjar, certains affleurements s'observent au sein des blocs tectoniques, ces dépôts se subdivisent selon les critères lithologiques en deux assises correspondant à l'Aalénien-Bajocien-Bathonien non différenciés.

II.4.1.2.Bajocien-Bathonien non différenciés

Ils s'observent seulement le long de la bordure orientale de la partie sud . La partie basale se repose en concordance sur les formations de l'Aalénien-Bajocien. Ces dépôts sont représentés par des calcaires pélitomorphes blancs, à passées dolomitique gris-clair à grains fins.

La puissance visible des dépôts du Bajocien-Bathonien est de 30m environs. Du point de vue lithologique, il est difficile d'établir la différence entre ces dépôts et les formations sous-jacentes de l'Aalénien-Bajocien.

On individualisable cet horizon à sa position dans la coupe est à la prédominance des calcaires sur les dolomies.

II.4.1.3.Le jurassique supérieur

Il occupe la plus grande partie du territoire, il est représenté par les formations suivantes:

- formation argileuse terrigènes (avec une proportion de matière carbonatée) du callovien oxfordien inférieur.
- formation carbonatée terrigène de l'oxfordien supérieur kimméridgien inférieur (Lusitanien)
- formation carbonatée du Kimméridgien moyen et supérieur et du Portlandien.

II.4.1.4.Portlandien

Il représente de l'affleurement restreint dans la partie Nord-Ouest de la feuille.

Il est caractérisé par les faisceaux (A) et (B) de la formation des calcaires de Remailia (C) décrite par Auclair (D) et Biehler (j) sur les feuilles avoisinantes à l'ouest et au Nord – ouest de la feuille étudié.

C'est un ensemble monotone de roches essentiellement carbonatées, représenté par des calcaires gris -clair, gris-crème à verdâtres, rarement des marnes gris-verdâtre à passées de calcaires argileux jaunes et de calcaires oolithiques à patine rousse.

Il est couronné par une assise de calcaires de couleur grise contenant des restes d'organismes non identifiable silicifié .la puissance totale des dépôts du Portlandien varie de 80m à 100m .ils présentent un contact tectonique avec les roches du Kimméridgien et sont surmontés en concordance par les formations du Valanginien.

La microfaune et la microflore découvertes dans cette assise par Auclair et Biehler (J) .

Cette microfaune et microflore permettent d'attribuer cette assise au Portlandien.

II.4.1.5. condition tectonique

Au point de vue tectonique, le site prévu se trouve à proximité de l'oued fallette qui constitue lui même une faille orienté Sud-ouest- Nord est et représenté un écran entre les graben de Saida et la dépression du Chatte-El-Chergui, ce qui limite considérablement la circulation des eaux souterraines entre les deux structure, en effet les terrain de l'aelène-bajocien qui affleure s'envoient progressivement vers le nord ouest sous les formation du calvevo-oxfordien.

De point de vue géologique la région de Sidi Ahmed est caractérisé par des dépôts d'age mesozoïque recouvert généralement par des dépôts continentales d'age cinozoïque et quaternaire à savoir: Une dalle de tuf blanche avec les argiles par fois sableuse et une mince couche de grés sableux (dépôts meubles).

Source

(HCDS)

II.6. Morphologie Et Pentes

L'agglomération de Sidi Ahmed est située à une altitude moyenne de 1115 m. Elle se caractérise par une zone à pente moyenne (3,5% - 3% - 4%), bordée à l'Est et au Sud-est par deux talwegs bien distincts.

Appartenant à l'étage bioclimatique aride frais, elle reçoit une pluviométrie plus au moins faible.

II.7. Aménagement Urbain

II.7.1. Proposition D'aménagement De Sidi Ahmed

II.7.1.1. Les Sites D'extension De A.C.L. Sidi Ahmed

Suite à la présentation de la 2^{ème} partie de l'étude du PDAU de Sidi Ahmed, la prospection des terrains libres a permis d'identifier les sites d'extension suivants :

- **SITE NORD-OUEST :**

Situé au Nord-Ouest de l'agglomération, ce site correspond aux extensions prévues à long terme, cette zone représente un site vierge.

- **SITE OUEST :**

Situé à Ouest de l'agglomération cette zone représente un site vierge.

- **SITE SUD OUEST :**

Situé au Sud-ouest de l'agglomération, il correspond aux extensions prévues à long terme.

- **SITE SUD :**

Situé au Sud de l'agglomération, ce site correspond aux extensions prévues à long terme. Cette zone représente un site vierge si ce n'est quelques constructions illicites.

Les principaux oueds qui convergent vers le centre de Sidi Ahmed , sont par ordre d'importance :

- Oued Tafraoua
- Oued Djder
- Oued Khelfallah

Oued Tafraoua qui s'écoule du nord au sud et de Oued Djedar qui s'écoule du Nord- Est au Sud. A partir du point de confluence, ces principales affluents prennent le nom de Oued Khelfallah en drainant un bassin versant de 132,00 Km².

Figure.II.3.Image satellitaire Google du secteur d'étude du chef-lieu de Sidi Ahmed



II.8.Historique des dernières crues observées et problèmes lié aux inondations

Oued Tafraoua et Oued Djder et Oued Khelfallah dans une moindre mesure sont à même de provoquer des inondations en période de crues.

C'est ainsi que lors des dernières intempéries de 2008, des dégâts ont été subis par le stade communal où l'on a enregistré la dégradation d'une bonne partie du mur de clôture ainsi que du terrain de jeu.

A signaler également des remonté d'eau d'une hauteur de 1,00m environs en tissu urbain particulièrement dans la zone située à l'aval du CEM en cours de construction.

Au niveau du passage sous dalot située sur la route de Bentrif ces eaux, confrontées à un étranglement du au sous dimensionnement de l'ouvrage, ont, par recul vers l'amont, débordé sur la rive droite et atteint le fossé de la voie à l'entrée de l'agglomération.

Suivant la topographie du terrain, les eaux ont atteint les zones d'habitations situées à gauche de la voie ferrée et quelque infrastructure notamment la salle Omni Sport et le stade communal.

A noter dernièrement, que la DRE de Saida a réalisé un mur en Gabionnage le long de oued Harchaia avec canal en béton armé pour la protection de la salle Omni sport contre l'inondation, comme le montre la figure suivante :



Figure.II.4.Protection du CEM par un mur en gabionnage

Une autre arrivée d'eau de moindre importance provient d'un thalweg issue des environs du Marabot de Sidi Khalfallah et se déverse dans la partie ouest aux alentours de la gendarmerie causant ainsi quelques désodés aux habitations à l'aval.

En outre, une arrivée d'eau aussi moins importante provient d'un autre thalweg et se déverse dans la partie sud aux alentours de CEM causant ainsi quelques désodés aux habitations à l'aval.

II.9. Etat de système d'assainissement existant

Le système d'assainissement existant est constitué d'un réseau d'évacuation de type unitaire bien disposé dans l'axe des voies principales et secondaires.

Sa réalisation est relativement récente. Son dimensionnement répond aux besoins exprimés dans la mesure où sa réalisation est intervenue à la suite de l'étude de schémas directeur élaboré par HPO en 2004.

II.10. Capacité d'évacuation du système d'assainissement et émissaire

Comme indiqué plus haut, le système d'évacuation de Sidi Ahmed est suffisamment structuré pour prendre en charge convenablement les eaux de ruissellements de tissus urbains si seulement des travaux d'entretien périodique y sont assurés.

Au niveau de chaque voie, des grilles sélectives sont installées latéralement de façon à assurer le maximum d'absorption.

Des avaloirs sont également aménagés en bordure des trottoirs.

L'émissaire principale est constituée d'un collecteur de rejet dont le prolongement en diamètre Ø500 mm aboutit à la STEP en cours de réalisation.

II.11. Etat de viabilisation de la ville

D'une manière générale, l'agglomération de Sidi Ahmed est dotée d'un tissu urbain plus en moins régulier.

Le centre est mieux structuré le long d'une double voie qui sert à la fois de voie d'accès et d'espace socio-économique puisqu'elle regroupe la majorité des équipements existant.

Toutes les constructions sont en RDC à l'exception de quelques immeubles et infrastructures publiques qui sont en R+2 et R+3.

La quasi-totalité des voies sont bitumés et le trottoir sont revêtus ; ce qui contribue à un meilleur circulation des eaux avant leur absorption par les dispositifs prévus à cette effet (grilles sélectives et avaloirs).

Par ailleurs, des caniveaux en béton sont aménagés le long de la voie à l'entrée de l'agglomération pour recevoir les eaux de débordements de l'Oued Tafraoua.

Un autre caniveau est aménagé au niveau du rond-point à l'effet de drainer les eaux provenant de zones situé en amont.

CONCLUSION :

Une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance, vu le taux d'information qu'elle nous fournit, ce que nous permet d'évaluer les risques et d'estimer les catastrophe qui peut être engendré par un phénomène naturel comme les crues.

Chapitre III

Etude hydrologique

INTRODUCTION

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestre, leur origines, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique et leurs influence sur les activités humaines. Au sens plus strict c'est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, elle examine la distribution géographique et temporelle de l'eau dans l'atmosphère, en surface (lacs, rivière) et dans le sol et le sous-sol. L'étude de l'hydrologie est considérée comme une activité récente qui remplit essentiellement un but technique que scientifique. on désirait toujours à travers de cette science de de trouver des méthodes appropriées pour résoudre des problèmes concret, notamment évaluer les débits pour la réalisation de projets. A l'heure actuelle il est facile de résoudre différents problèmes et de trouver des réponses grâce aux modèles disponibles et à la puissance de calcul.

Dans ceux qui suit on va procéder à une étude hydrologique complète de notre zone d'étude afin d'avoir le débit de projet de notre rivière.

III.1.Caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants

III.1.1.Définition du bassin versant

La pratique de l'hydrologie requiert la détermination d'un domaine d'étude, soit le plus souvent, un ou plusieurs bassins versants. Un bassin versant est une région qui possède un exutoire commun pour ces écoulements de surface. c'est l'équivalent d'un réservoir délimité de telle façon que toutes les précipitations qu'il reçoit contribuent au débit à cet exutoire.

Un bassin versant est associé souvent à un seul cours d'eau, sa surface est délimité par la ligne reliant tous les points hauts de la région forment ainsi une ligne de partage des eaux, à l'extérieur de cette ligne les précipitations ne contribuent pas au débit du cours d'eau. La façon conventionnelle pour la délimitation des bassins hydrographique est de faire appel aux cartes topographiques, il s'agit de tracer la ligne de partage des eaux en commençant par un coté de la section du cours d'eau définie comme exutoire à étudier. En parcourant les crêtes des montagnes et des collines, et en s'assurant de tracer la ligne de partage des eaux à angle droit avec les courbes de niveaux, alors comme ça on contourne toute la partie amont de notre rivière.

Dans notre cas on possède de deux sous bassins versants pour deux cours d'eaux, on s'intéresse dans ce qui suit de les délimiter ainsi de déterminer leurs caractéristiques.

LE BASSIN VERSANT :

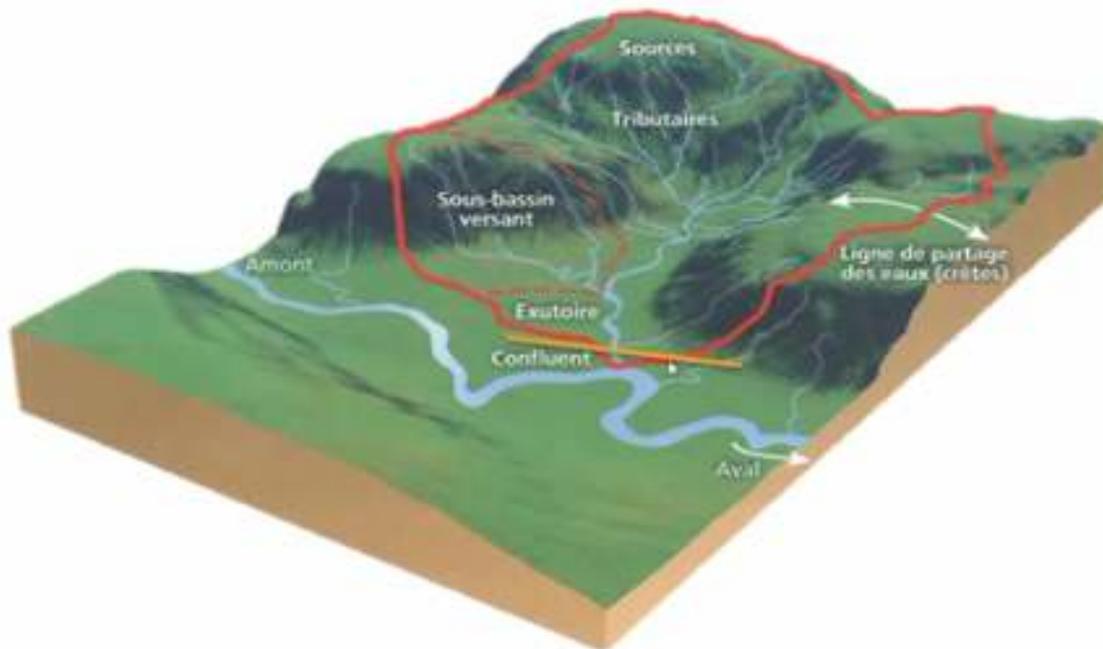


Figure III.1.Image explicative d'un bassin versant

III.1.2.Morphométrie

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir des cartes topographiques (la carte d'état-major) à échelle 1/50000 et sont résumés dans le tableau ci-après.

III.1.2.1.La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration) elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte d'état-major.

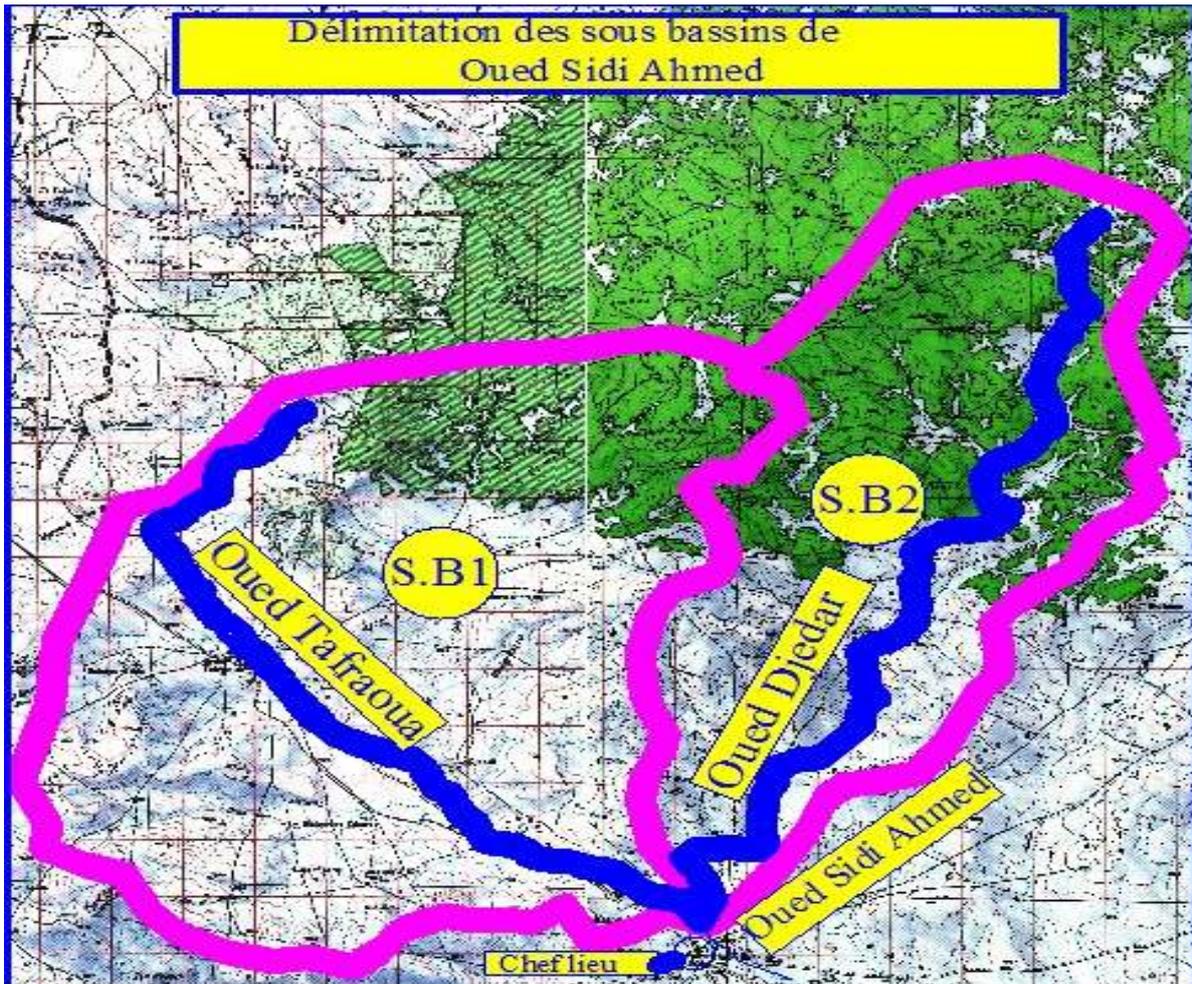


Figure.III.2.délimitation des sous bassins (à l'échelle : 1/50000)

III.1.2.2.Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

III.1.2.3.Indice de compacité de Gravelius

Indice de Gravelius « Kc » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

$$Kc = \frac{P_{BV}}{2 \sqrt{\Pi S_{BV}}} \dots\dots\dots(III.1).$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

Plus le K_c sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

III.1. 2.4. Le rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L, l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les 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 côtes

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

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.2)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.3)$$

Les résultats des paramètres morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Les paramètres morphométriques des sous bassin

sous bassins	S (surfaces)	P (Périmètre)	K_c	L	l
SB1	81.68	39.03	1.22	13.50	6.05
SB2	54.55	35.70	1.36	13.88	3.93

Avec :

S : surfaces des bassins versant [Km^2]

P : périmètres des bassins versant [Km]

K_c : Indice de compacité de Gravelius

L : La longueur du rectangle équivalent [Km]

l : La largeur du rectangle équivalent [Km]

III.1.3. Les reliefs

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

III.1.3.1. Répartition et courbe hypsométrique

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau.III.2. Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du S/BV_1

$H(i) - H(i+1)$	$h_i(m)$	$s_i(km^2)$	$\Sigma s_i(km^2)$	$\Sigma s_i (\%)$	$h_i * s_i (m.km^2)$
1230-1220	1223	0.6	0.6	0.73457	733.8
1220-1210	1215	2.87	3.47	4.24829	3487.05
1210-1200	1205	2.64	6.11	7.48041	3181.2
1200-1190	1195	2.88	8.99	11.0064	3441.6
1190-1180	1185	7.94	16.93	20.7272	9408.9
1180-1170	1175	12.79	29.72	36.3859	15028.3
1170-1160	1165	19.98	49.7	60.8472	23276.7
1160-1150	1155	11.6	61.3	75.049	13398

1150-1140	1145	8.47	69.77	85.4187	9698.15
1140-1130	1135	6.84	76.65	93.8418	7763.4
1130-1120	1125	3.83	80.48	98.5309	4308.75
1120-1110	1115	1.09	81.57	99.8653	1215.35
1110-1105	1102.5	0.11	81.68	100	121.275
Hmoy = $\Sigma hi * si$ (m.km²)/81.68 (km²)				Total =	93086.65
				Hmoy =	1139.65(m)

Tableau.III.3.Distribution de la superficie en fonction de l'altitude dans les limites du S/BV_2

<i>(i) – H(i+1)</i>	<i>hi(m)</i>	<i>si(km²)</i>	<i>$\Sigma si(km^2)$</i>	<i>$\Sigma si (%)$</i>	<i>hi*si (m.km²)</i>
1230-1220	1223	1.58	1.58	2.896425	1932.34
1220-1210	1215	1.88	3.46	6.342805	2284.2
1210-1200	1205	4.38	7.84	14.37214	5277.9
1200-1190	1195	5.61	13.45	24.65628	6703.95
1190-1180	1185	7.41	20.86	38.24015	8780.85
1180-1170	1175	8.01	28.88	52.94225	9411.75
1170-1160	1165	6.29	35.16	64.45463	7327.85
1160-1150	1155	4.58	39.74	72.8506	5289.9
1150-1140	1145	4.43	44.17	80.97159	5072.35
1140-1130	1135	4.72	48.89	89.6242	5357.2
1130-1120	1125	4.13	53.02	97.19523	4646.25
1120-1110	1115	0.91	53.93	98.86343	1014.65
1110-1105	1102.5	0.62	54.55	100	683.55
Hmoy = $\Sigma hi * si$ (m.km²)/54.55 (km²)				Total =	63782.74
				Hmoy =	1169.253

a/Répartition des courbes hypsométrique en fonction du (%) de surface SBV1 :

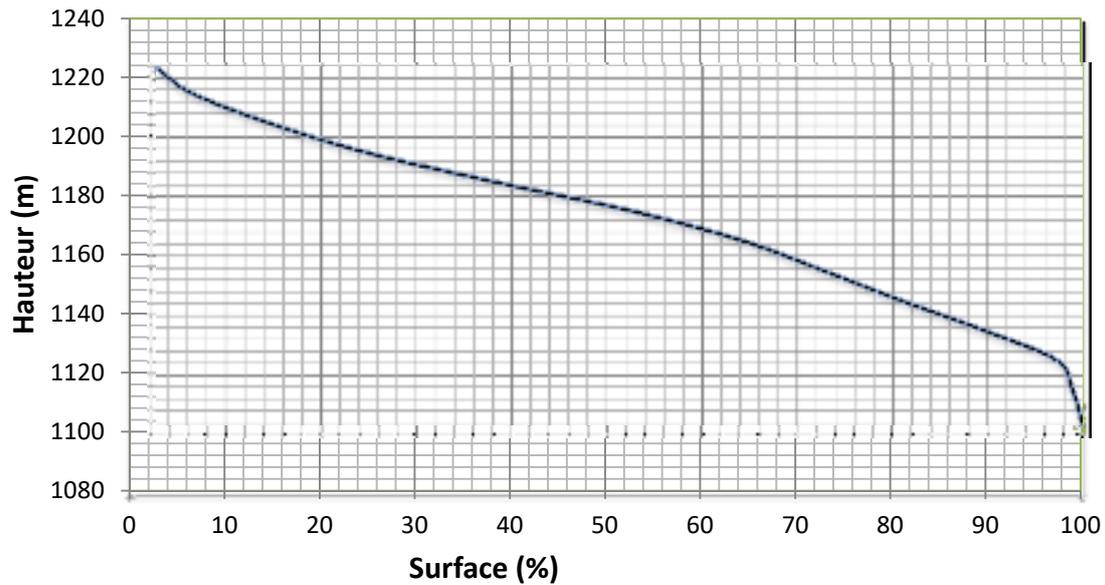


Figure.III.3. courbe hypsométrique SB1

***b/Répartition des courbes hypsométrique en fonction du (%) de surface
SBV2 :***

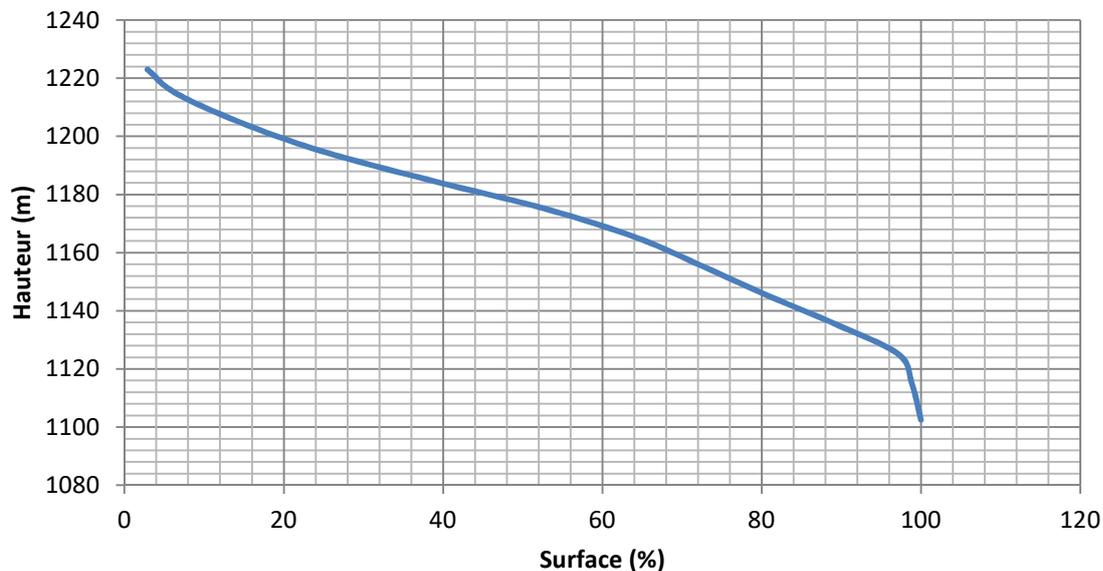


Figure.III.4. courbe hypsométrique SB2

III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir des courbes hypsométriques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire.

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

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

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots(III.4)$$

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

S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2

S : surface totale du bassin versant en km^2

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.III.4.les altitudes caractéristiques

Sous bassins	SB1	SB2
Hmax	1226	1227
Hmin	1105	1108
H50	1177.25	1177.20
Hmoy	1139.65	1169.25

III.1.3.3.Indice de pente globale I_g

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5%et95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent .on prend deux points S_1, S_2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2

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

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

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

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

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

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.III.5.Indice de pente globale I_g

Sous bassins	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} - H _{95%}	L (km)	Ig (m/km)
SB1	1217.63	1128.25	89.38	13.50	6.62
SB2	1217.53	1128.16	89.37	13.88	6.43

- Classes du relief

La valeur de Ig peut être utilisée directement comme paramètre de certaines abaques. Ou bien on en déduit des classes du relief (Bonnard et Gardel, 1996) tableau III.5

Tableau.III.6. Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996)

Classe de relief	Ig (m/km)	Type du bassin
R2	2<Ig<5	les bassins de plaine
R3	5<Ig<10	des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.
R4	10<Ig<20	Ondulation de terrain
R5	20<Ig<50	Régions de collines
R6	Ig>50	Région de montagnes

À partir du tableau III.6 et les deux valeurs de Ig :

- SBV(1) : Ig=6.62m/km
- SBV(2) : Ig=6.43m/km

alors les deux bassins versants sont de classe Régions : des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain (2<Ig<10).

III.1.3.4. Pente moyenne des bassins versants Im

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

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,....., n (m)

S : Surface du bassin versant (Km²).

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.III.7. pentes moyennes des bassins versant Im :

Sous bassins	SB1	SB2
Im (%)	0.40	0.44

III.1.3.5. Dénivelée spécifique D_s

La dénivelée spécifique est obtenue par la formule suivante (ORASTOM) :

$$D_s = D \sqrt{\frac{L_r}{L_r}} \dots\dots\dots (III.7)$$

Aves :

D : (D= H5% - H95 %) en (m)

L_r : longueur de rectangle équivalent en (m)

l_r : largeur de rectangle équivalent en (m)

Tableau.III.8.Dénivelée spécifique des bassins versants

Sous bassins	SB1	SB2
D _s	59.83	47.55

III.1.4. Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique d'un bassin versant affecte le cheminement de l'eau. Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des canaux de drainage naturels ou s'écoulent les eaux provenant du ruissellement ou celles restituées par les nappes souterraine, soit sous forme de sources, soit par restitution continue le long du lit du cours d'eau. L'ordre du cours d'eau, la densité du drainage et le profil de la rivière, notamment, sont des caractéristiques qui définit ce réseau.

III.1.4.1. La densité de drainage

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S .Elle reflète la

dynamique du bassin la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km² .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : longueur de cours d'eau [km] ;

S : surface du bassin versant [km²].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.III.9.Les densités de drainage

Sous bassin	SB1	SB2
Dd [km/km ²]	1.99	2.19

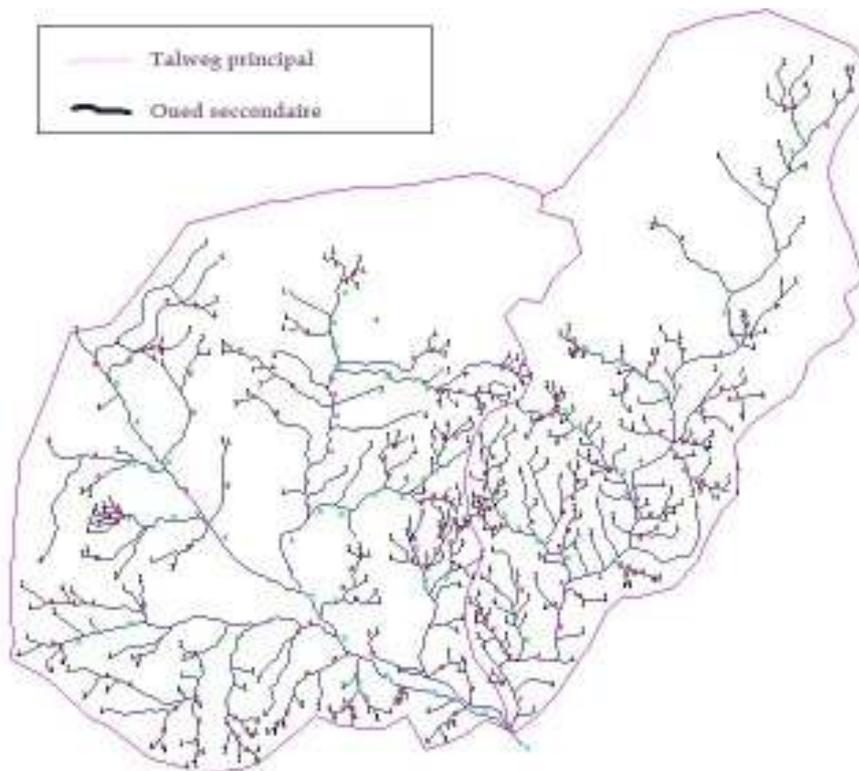


Figure.III.5.réseaux hydrographique (à l'échelle :1/50000)

III.1.4.2. La pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère

l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

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

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec : P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

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

ΔL : longueur entre ces deux points [km].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.III.10.Les pentes moyennes des cours d'eau principales

Sous bassin	SB1	SB2
Pmoy (%)	0.51	0.63

III.1.4.3. Le temps de concentration :

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a))$$

.....(III.10)

Théoriquement on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

a-Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.11)$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

b-Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0,87 L_p^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0,385} \dots\dots\dots(III.12)$$

Où :

L_p : longueur du cours d'eau principal en(Km);

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m);

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

c-Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,39 \left(\frac{L_p}{\sqrt{I_c}} \right)^{0.77} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal en (km)

I_c : pente moyenne de cours d'eau principal en (%)

Tableau III.11.Résultats de calcul du temps de concentrations

TC	SBV-01-	SBV-02-
FORMULES	(Heure)	(Heure)
S.C.S	3.24	3.92
GIANDOTTI	12.2	8.75
KIPRICH	4.28	4.68
La moyen:	6.57	5.78

Commentaire

les résultats obtenus par différentes formules ne sont pas similaire, pour cela on prend le temps obtenue par celle de C.S.C car elle nous donne le temps de concentration le plus faible, pour avoir la vitesse d'écoulement la plus élevée (alors le cas d'écoulement le plus défavorable).

III.1.4.4.Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(III.14)$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats de la vitesse moyenne de ruissellement dans le tableau suivant :

Tableau.III.12.La vitesse de ruissellement.

Sous bassin	SB1	SB2
V _R (Km/h)	4.39	4.29

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau.III.13. Caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants.

Désignation	unité	Sym.	Quantité	
Surface	Km ²	S	81.68	54.55
Altitude maximale	M	H _{max}	1226	1227
Altitude minimale	M	H _{min}	1105	1108
Altitude moyenne	M	H _{moy}	1139.6 5	1169.25
Altitude médiane	M	H _{méd}	1177.2 5	1177.20
Indice de pente globale	%	i _g	0.662	0.643
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	0.4	0.44
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	1.99	2.19
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	0.51	0.63
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	14.21	16.80
Périmètre du bassin	Km	P	39.03	35.7
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1.22	1.36
Temps de concentration	H	T _c	3.24	3.92
Coefficient de torrentialité	***	C _t		
La dénivelée spécifique	M	D _s	59.83	47.55

III.2.Situation climatologique

III.2.1.Les paramètres climatologiques

III.2.1.1.Températures

Tableau.III.14.Température moyenne annuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JT	A	Moyenne Annuelle
Min	14.2	9.6	5	2.1	1.2	1	3.3	4.5	8.8	13.6	17	17.5	8.1
Max	28.4	22	16.1	12.1	11.1	13.2	16.3	18	23.9	30	34.4	34.1	21.6

Max+min/2	21.3	15.8	10.5	7.1	6.15	7.10	9.8	11.2	16.3	21.8	25.7	25.8	14.9
-----------	------	------	------	-----	------	------	-----	------	------	------	------	------	------

Source : HCDS

La région étudiée est caractérisée par un climat continental à été chaud et hiver assez froid. Le printemps et l'automne sont de courte durée. On enregistre d'importantes variations de températures entre le mois le plus chaud et le mois le plus froid.

Le mois le plus chaud est le mois de juillet de 34,4 °C. Le mois le plus froid est le mois de février où la température est de 1°C

Max = température maximale moyenne.

Min = température minimale moyenne.

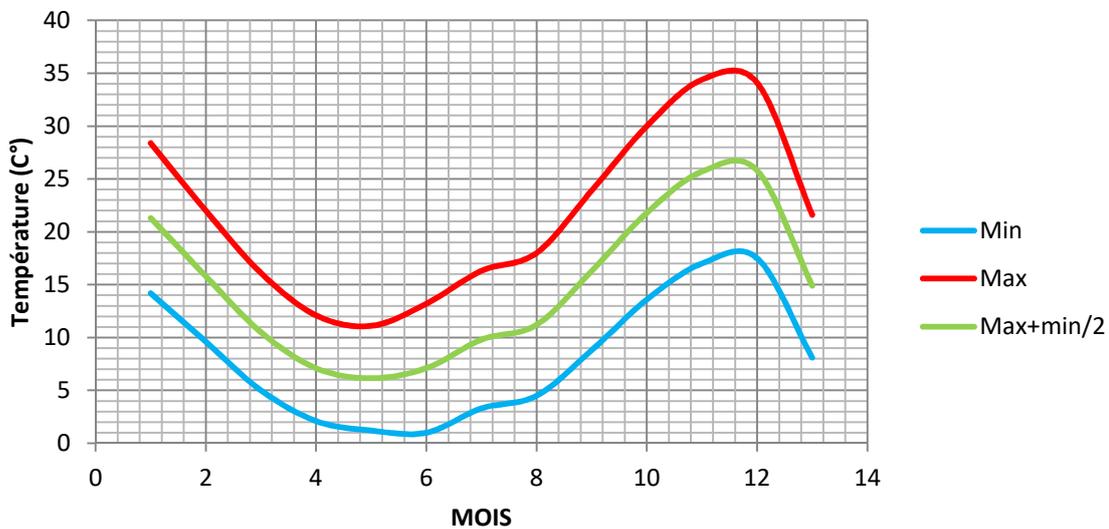


Figure III.6.Variation de la température de Sidi Ahmed

III.2.1.2.Les vents

Tableau III.15.répartition annuelle de la force des vents

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Force	21	19	19	23	2.9	3.0	2.8	3.2	3.0	2.9	2.9	2.7

Les vents locaux ont parfois plus d'importances que les vents généraux. Les vents d'altitude sont modifiés dans leurs directions et intensités du fait du relief, de la rugosité et des effets thermiques. Les brises montantes (brises de pente et de vallée) et descendantes (de montagne) parcourent les vallées et les versants.

Les vents généraux sont variables suivant les saisons.

La force des vents n'est pas mesurée mais estimée d'après une échelle graphique dont les degrés sont les suivants :

- 0 – calme
- 1 – 2 – vent faible
- 3 – 4 – vent modéré
- 5 – 6 – vent assez fort
- 7 – 8 – vent fort
- 9 – vent violent

La force du vent atteint un maximum au mois d'Avril et un minimum aux mois de Septembre et d'Octobre. En été souffle le sirocco avec une moyenne de 6 à 7 jours par an.

III.2.1.3. Humidité relative

C'est le rapport de la tension de vapeur réelle (observée) « e » à la tension de vapeur saturante « es » à la même température, exprimé en pourcentage (%).

$$\beta = e/es * 100.$$

Avec :

β : Humidité relative.

e : Tension de vapeur réelle.

es : Tension de vapeur saturante.

Elle indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation. L'humidité relative est à l'origine de toutes précipitations en outre, elle régit l'évaporation.

Tableau III.16. Répartition de l'humidité relative- station de Saida

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
H (%)	50.9	60.1	65.7	70.5	68.6	70	65.8	64.8	56.9	49.5	36.6	42.2	58.46

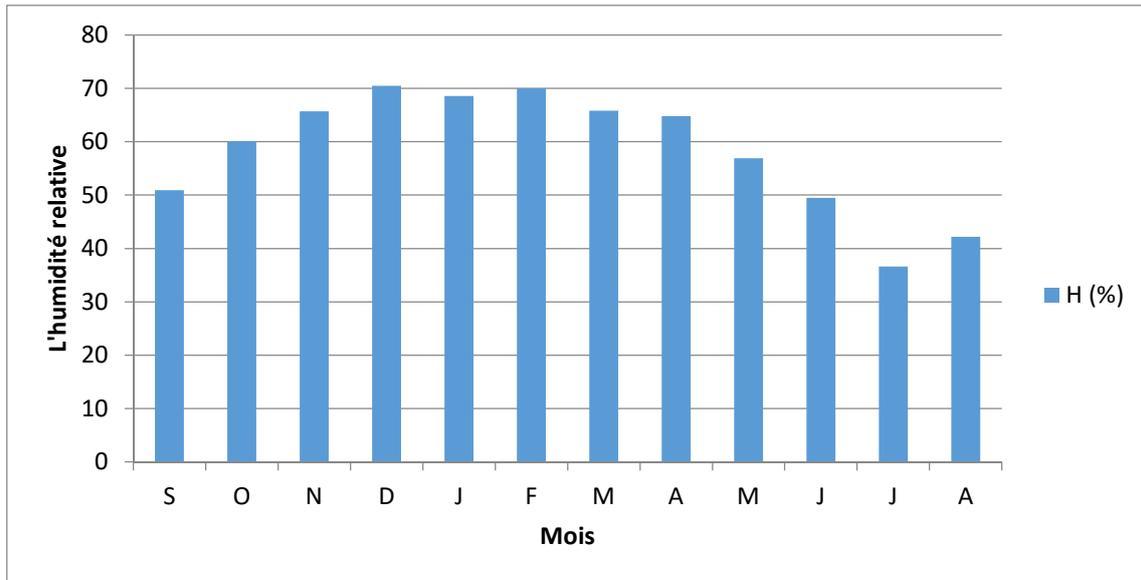


Figure.III.7. Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne annuelle

III.2.2. Etude des précipitations

La commune de Sidi-Ahmed est située dans l'étage bioclimatique aride frais. Les observations enregistrées Au niveau de la station de Ain El-Hadjar sur une période de 43ans (1968/1969à2009/2010) indiquent que les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 391.3mm.

Les coordonnées de la station est présentée dans le Tableau suivant :

Tableau.III.17. la station pluviométrique de Ain-lahdjar.

Station	Code	source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ain lahdjar	111103	A.N.R.H	266.5	165.2	1025	1922-2008	43

Source: A.N.R.H

Tableau.III.18. Répartition des pluies moyennes mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Pluie (mm)	21.1	42. 8	41. 0	48. 3	50. 0	40. 9	50.3	38. 0	33. 1	14. 6	4. 3	6.9	391. 3
pluie (%)	5.39	10. 9	10. 5	12. 3	12. 8	10. 5	12.8	9.7	8.5	3.7	1. 3	1.7	100

Source : A.N.R.H

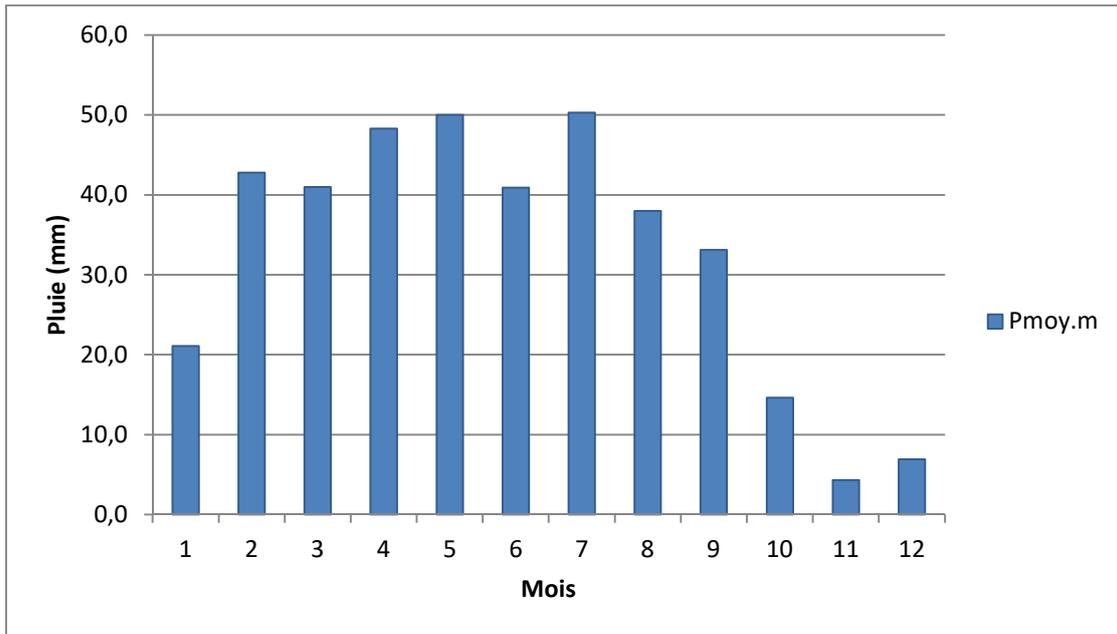


Figure.III.8.Répartition des pluies moyennes mensuelle

III.2.2.1. Données de base et de référence

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans certains nombres de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau, que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

Pour connaître le déroulement des précipitations, on a fait référence à la station pluviométrique la plus proche du bassin versant, c'est la station d'Ain-lahdjar. Les pluies maximums journalières sont présentées dans le tableau ci-dessous :

III.2.2.2. Test d'homogénéité de wilcoxon

C'est le plus puissant des tests non paramétriques, soient deux variables aléatoires Y et X, représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de tailles N_1 et N_2 ($N_2 > N_1$).

X	RANG	Y	RANG	XUY	ORIGINE	XUY	ORIGINE
127.7	1	152.5	19	293.6	X	163.2	Y
177.8	2	166.1	20	287.5	X	162.3	Y
102	3	166.6	21	264.9	X	159.6	Y
229.7	4	104.1	22	259.5	Y	158.9	Y
287.5	5	202.6	23	258.9	Y	154.6	X
162.3	6	214.8	24	229.7	X	152.5	Y
264.9	7	129.5	25	220.9	X	148.4	X
187.7	8	154.6	26	219.6	Y	145	Y
189.2	9	219.6	27	216.1	X	142.1	X
142.1	10	259.5	28	214.8	X	139	Y
111.2	11	159.6	29	202.6	X	137.3v	X
100.4	12	137.3	30	189.2	Y	132	X
125.6	13	98.1	31	187.7	Y	129.5	X
92.5	14	95.1	32	177.8	Y	127.7	Y
75.3	15	163.2	33	174.2	Y	125.6	Y
69.9	16	220.9	34	168.9	X	111.2	Y
148.4	17	139	35	166.6	Y	104.1	Y
168.9	18	158.9	36	166.1	X	102	Y
		145	37			100.4	X
		293.6	38			98.1	Y
		132	39			95.1	Y
		216.1	40			92.5	X
		258.9	41			75.3	X
		174.2	42			69.9	Y

$$W_x = \sum \text{rangs} = 341$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} - Z_{1-\infty/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 263.88$$

sachant que $Z_{1-\infty/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min} = 510.12$$

On vérifie l'inégalité : $W_{min} < \sum \text{rangs} < W_{max}$

$$263.88 < 341 < 510.12$$

Résultat du test : Notre série est homogène.

III.2.2.3. Pluies maximales journalières

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

III.2.2.3.1. Paramètres statistiques de l'échantillon

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau.III.20. Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	42
Minimum	16.2
Maximum	74.5
Moyenne	31.2
Ecart type	14.1
Médiane	27.6
Coeff de variation Cv	0.452
Coeff d' asymétrie Cs	1.49
Coeff d'aplatissement CK	4.29

III.2.2.4. Analyse statistique des pluies maximales journalières

Il existe plusieurs lois d'ajustement capables d'illustrer notre série en question, mais dans notre étude on va ajuster notre série par trois lois différentes et de retenir celle qui est la plus adéquate, les lois d'ajustement sont :

- La loi de GALTON (ou loi Log normale 3 param) ;
- La loi de Gumbel ;
- La loi de GEV.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;

- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

III.2.2.4.1. Ajustement à la loi de Galton

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{et} \quad T = \frac{1}{1 - q}$$

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

Paramètres d'ajustement à la loi log normale :

$$X_{P\%} = X_{\text{moy}} + \delta \cdot U_{P\%} \quad \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne

δ : Ecart -type

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	72.2	8.56	55.4-89.0
50.0	0.9800	64.8	7.03	51.0-78.6
20.0	0.9500	55.1	5.20	44.9-65.3
10.0	0.9000	47.8	3.96	40.0-55.5
5.0	0.8000	40.1	2.86	34.5-45.7
2.0	0.5000	28.8	1.76	25.3-32.2

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier log-normal comme le montre la figure suivante :

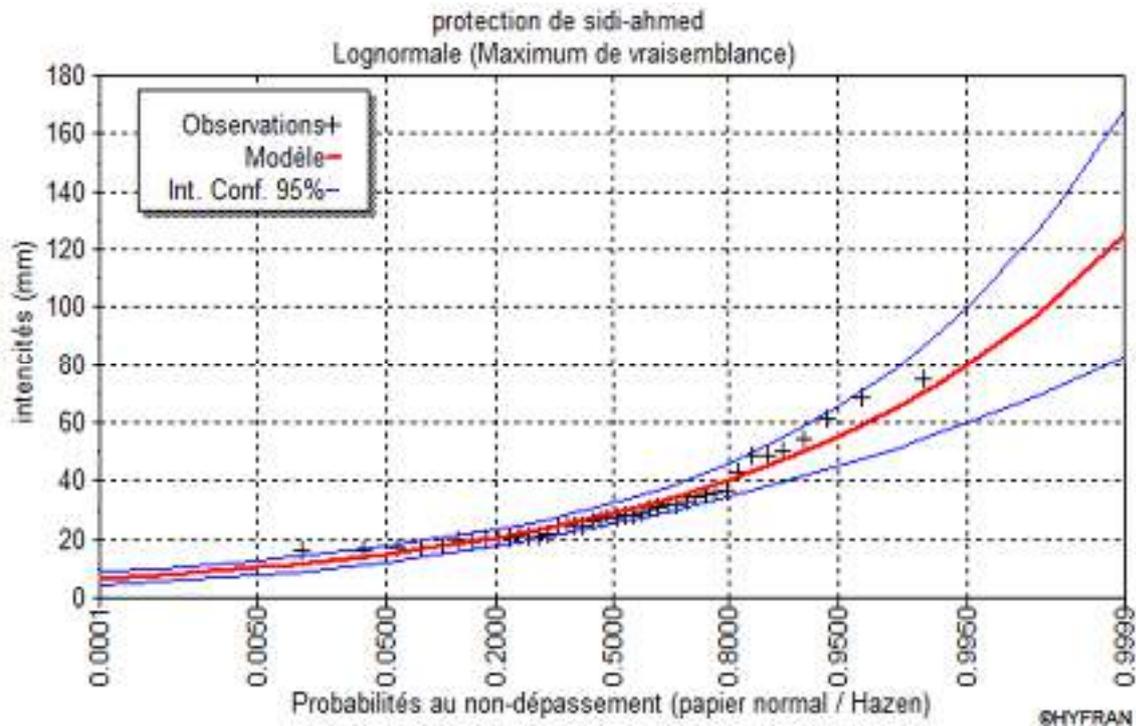


Figure.III.9.représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

III.2.2.4.3.Ajustement à la loi de Gumbel

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad \text{avec:} \quad F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrés ;

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure.III.3.1.2.2)

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

Tableau.III.22.Résultats d’ajustement à la loi de Gumbel:

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	67.7	5.82	56.2-79.1
50.0	0.9800	61.2	5.06	51.3-71.2
20.0	0.9500	52.6	4.06	44.7-60.6
10.0	0.9000	46.0	3.31	39.5-52.5
5.0	0.8000	39.1	2.57	34-44.1
2.0	0.5000	28.7	1.66	25.4-31.9

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure :

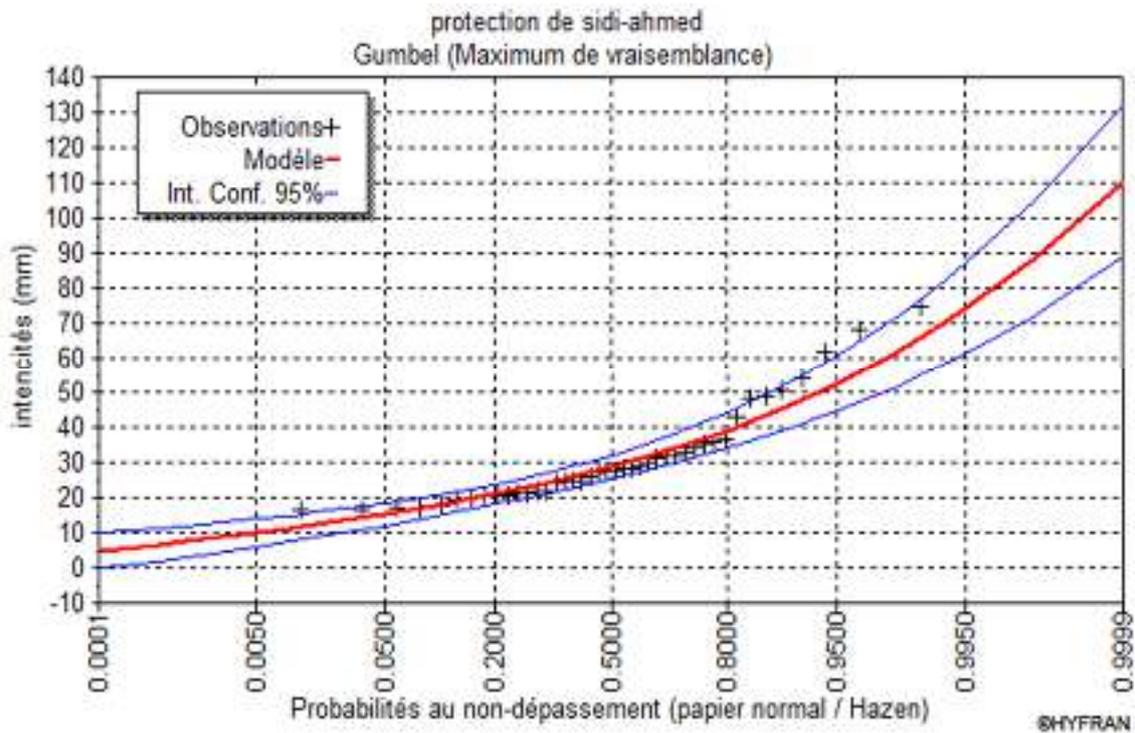


Figure.III.10.Représentation graphique de l’ajustement à la loi Normal(GUMBEL)

III.2.2.4.3.La loi GEV (distribution des valeurs extrêmes généralisées)

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est la synthèse de trois fonctions de distribution que l’on a souvent employées en hydrologie, cette distribution à trois paramètres fonction de distribution de la loi de GEV s’écrit :

$$F_x(x) = \exp \left\{ -1 \left[1 - \frac{k(x-\varepsilon)}{\alpha} \right]^{1/k} \right\} \dots\dots\dots(III.16)$$

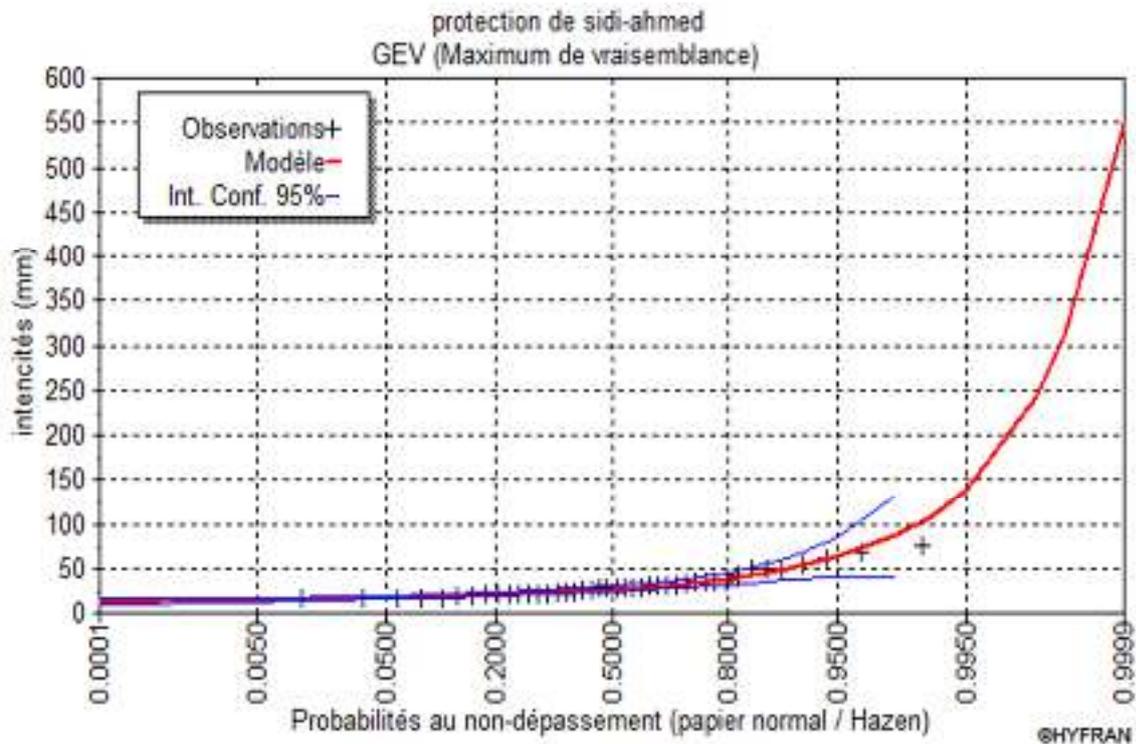


Figure.III.11. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV

Tableau.III.23. Résultats d'ajustement à la loi de GEV

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	109	37.2	N/D
50.0	0.9800	86.1	23.1	40.8 - 131
20.0	0.9500	62.7	11.6	40.0 - 85.4
10.0	0.9000	49.2	6.50	36.5 - 62.0
5.0	0.8000	38.4	3.54	31.5 - 45.4
2.0	0.5000	26.7	1.61	23.6-29.9

III.2.2.5. Qualité de l'ajustement

Il y a toujours des écarts entre les valeurs expérimentales des valeurs observées et les fréquences théoriques calculées à partir d'une fonction de distribution choisie. Plusieurs méthodes existent pour évaluer la qualité de l'ajustement d'une fonction de distribution théorique à un échantillon particulier, mais aucune n'est entièrement fiable. La stratégie consiste donc souvent de faire usage à plusieurs méthodes à la fois. La distribution théorique correspondant aux données de

l'échantillon et celle qui satisfait le mieux aux exigences de chacune de ces méthodes :

III.2.2.5.1.Fonction de distribution de probabilité empirique (test visuel)

Dans les trois graphiques précédents on voit une coïncidence parfaite entre les probabilités théoriques et expérimentales et un regroupement des points dans l'intervalle de confiance, lors de l'application des deux lois Galton et GEV.

III.2.2.5.2.Inférence statistique :

Afin d'évaluer l'importance des écarts entre les probabilités théorique et empiriques, on fait appel au test non paramétrique de Khi-deux, qui permet de prononcer sur le rejet ou l'acceptation de la fonction de distribution.

III.2.2.5.3.Test d'adéquation :

Ce test est fait à l'aide du logiciel Hydrognomon il nous donne, les résultats d'adéquation sous forme de tableau :

Tableau.III.24.Résultats du test d'adéquation de Khi-deux

loi de distribution	1%	5%	10%	paramètre de Pearson
Gumbel	ACCEPT	REJECT	REJECT	12.4762
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	5.61905
GEV	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	3.33333

Le nombre de classes =8.

A partir du tableau on voit que notre série présente une adéquation parfaite avec les deux lois Galton et GEV.

Conclusion

L'évaluation de la qualité d'ajustement montre que notre série s'ajuste bien avec les deux lois de Galton et GEV, cependant le test visuel montre que notre série s'ajuste encore mieux par la loi de GEV, alors on opte pour cette dernière.

III.2.3.Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{\max} \left[\frac{t}{24} \right]^b \dots\dots\dots\text{(III.17)}$$

Avec : t : durée de l'averse

b : exposant climatique b = 0.34 selon les études régionales de l'ANRH.

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

$$I = \frac{P_{ct}(t)}{t} \dots\dots\dots\text{(III.18)}$$

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

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

Tableau III.25. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T

Période de retour:	100		50		20	
	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)
T(h)						
1	37.00	37.00	29.22	29.22	21.28	21.28
2	46.83	23.41	36.99	18.49	26.94	13.47
3	53.75	17.92	42.46	14.15	30.92	10.31
4	59.27	14.82	46.82	11.71	34.10	8.52
5	63.94	12.79	50.51	10.10	36.78	7.36
6	68.03	11.34	53.74	8.96	39.14	6.52
7	71.69	10.24	56.63	8.09	41.24	5.89
8	75.02	9.38	59.26	7.41	43.16	5.39
9	78.09	8.68	61.68	6.85	44.92	4.99
10	80.94	8.09	63.93	6.39	46.56	4.66
11	83.60	7.60	66.04	6.00	48.09	4.37
12	86.11	7.18	68.02	5.67	49.54	4.13
13	88.49	6.81	69.90	5.38	50.90	3.92
14	90.75	6.48	71.68	5.12	52.20	3.73
15	92.90	6.19	73.38	4.89	53.44	3.56
16	94.96	5.94	75.01	4.69	54.63	3.41
17	96.94	5.70	76.57	4.50	55.76	3.28
18	98.84	5.49	78.08	4.34	56.86	3.16
19	100.68	5.30	79.53	4.19	57.91	3.05
20	102.45	5.12	80.92	4.05	58.93	2.95
21	104.16	4.96	82.28	3.92	59.92	2.85
22	105.82	4.81	83.59	3.80	60.87	2.77
23	107.43	4.67	84.86	3.69	61.80	2.69
24	109.00	4.54	86.10	3.59	62.70	2.61

P : Pluies de courte durée (mm) I : Intensité maximale (mm/h)

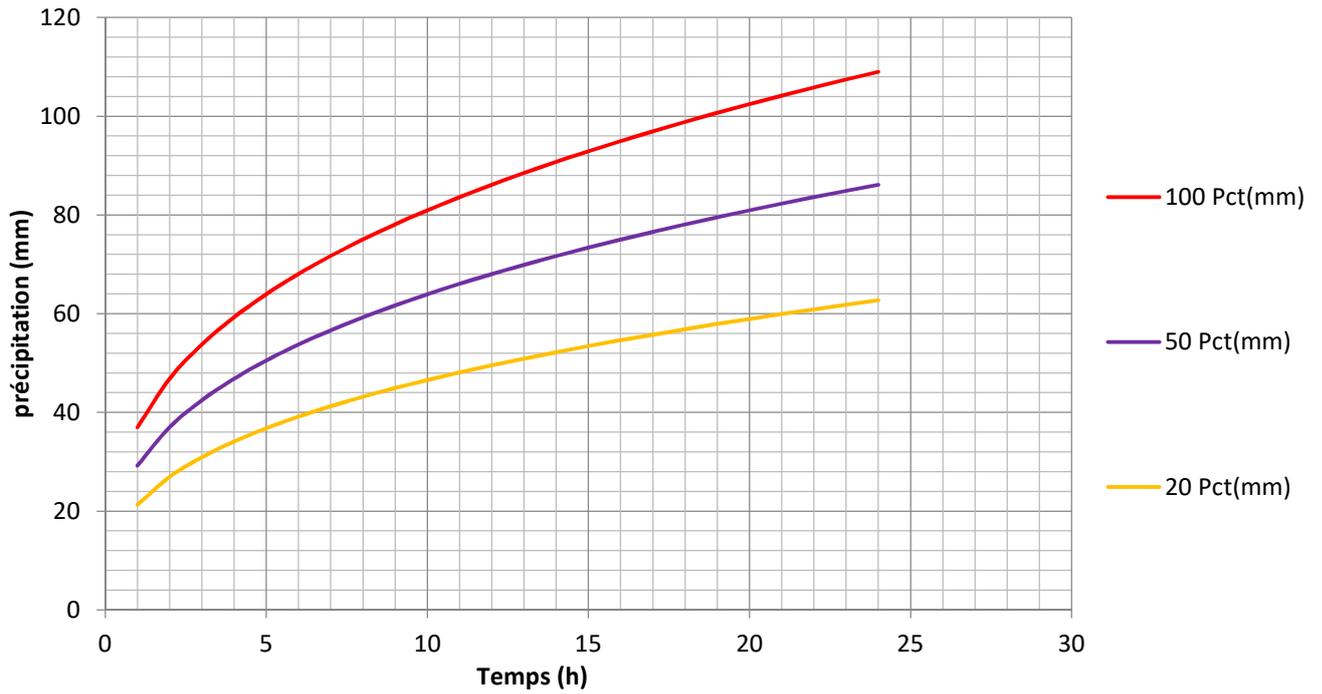


Figure.III.12. Courbe de pluie de courte durée

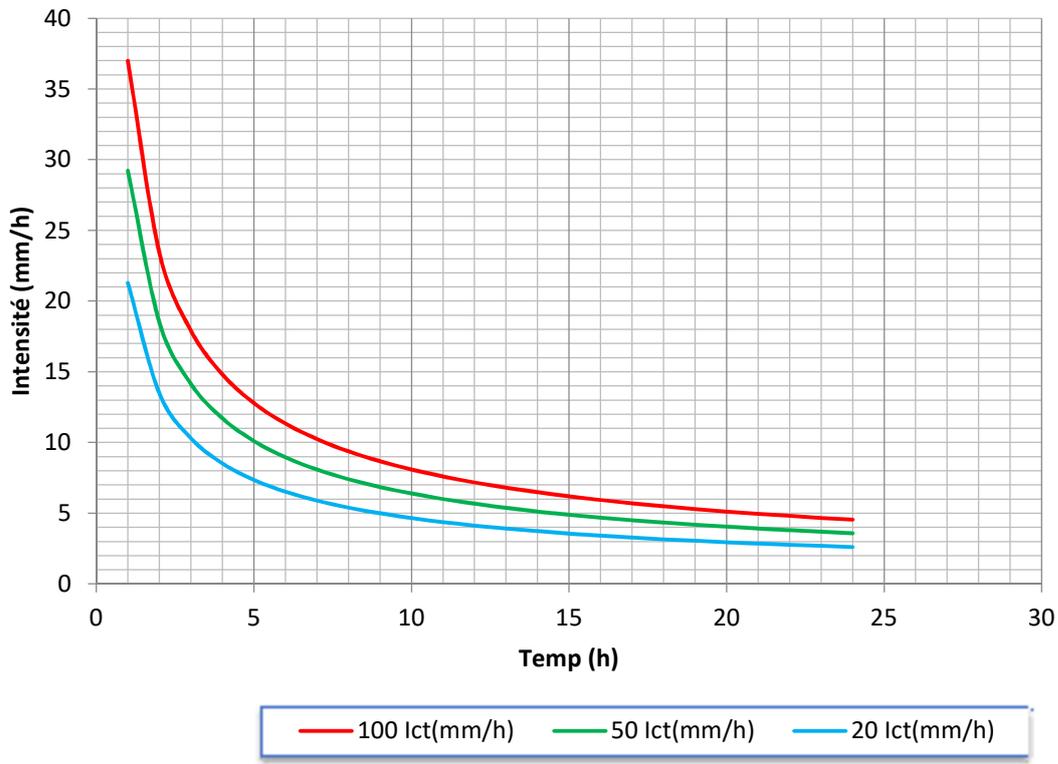


Figure.III.13. Courbe Intensité Durée Fréquence

III.2.4.Caractéristiques de l'écoulement

III.2.4.1.Module de l'écoulement (Me)

Il est donné par :



.....(III.19)

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

III.2.4.2.Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀)

On a :



.....(III.20)

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

III.2.4.3.Lame d'eau écoulée (L e)

On a :



.....(III.21)

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin. (Km²)

III.2.4.4.Coefficient de l'écoulement (Ce)

Il est donné par :



.....(III.22)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

III.2.4.5.Evaluation des apports solides (As)

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

- **Formule de TIXERONT**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$T_a = a \cdot L_e^{0.15} \dots \dots \dots (III.23)$$

Où : T_a : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

$a = 350$ (perméabilité faible a moyenne).

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante :

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \dots \dots \dots (III.24)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$.

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau.III.26

▪ **Formule de MEDDI (ENSH ,1998)**

Cette formule nous donne directement le volume du transport solide de notre oued par l'expression suivante :

$$D_s = 3754.03 Q_l^{-0.34} S^{-0.142} 0.89 \dots \dots \dots (III.25)$$

Avec :

Q_l : Le débit de l'oued en m³/s.

S : surface du bassin en Km².

D_s : le transport solide en (T/an/km²).

Tableau.III.26. Apports solides

S (km ²)	Le (mm)	T_a (T/Km ² /an)	Vs (m3/an)	D_s (t/an/km ²)
81.68	41.87	612.85	35755.42	371.75
54.55	41.42	611.86	23840.69	464.59

Commentaire:

Dans notre cas on a travaillé avec la formule de Tixeront et celle de Meddi qui sont élaborées dans le grand Maghreb, ces deux dernières nous ont données des

résultats très proches, d'où on préfère celle de Meddi, le transport est très faible dans l'Oued Sidi-Ahmed d'où on aura à résoudre le problème de sédimentation.

Tableau III .27. Les caractéristiques d'écoulement.

SB	S (Km²)	D_s (T/an)	Me (L/S)	M₀ (L/S/Km²)	Le (mm)	Ce
SB I	81.68	30303.28	108.45	1.33	41.87	0.107
SB II	54.55	25343.38	71.66	1.31	41.42	0.105

III
.3.

Etude de crues

III.3.1. Définition d'une crue

Certains hydrologues classent parmi les crues, les débits égaux ou supérieurs à un certain multiple du module annuel (3 à 5 fois par exemple), pour d'autre la crue est un débit de fréquence ou de probabilité faible (1 à 5 % par exemple). On appelle généralement une crue annuelle le plus fort débit observé dans l'année. D'ailleurs, suivant les auteurs les débits ainsi définis sont tantôt des débits de pointe instantané (dédit des relevés limnigraphiques), tantôt des débits moyens journaliers résultant soit d'une ou de quelques lectures d'échelles limnigraphiques soit même d'une simple estimation.

Pour les études d'ouvrages hydrauliques, on s'efforcera de caractériser chaque crue par tout ou partie des éléments suivants que nous énumérerons par ordre de priorité :

- ✓ Débit maximum instantané ;
- ✓ La durée de la crue (et de ces phases caractéristiques : temps de concentration, temps de base, temps de réponse, etc.) ;
- ✓ Volume total écoulé ;
- ✓ Hydrogramme de la crue relevé par un limnigraphe ou tracé d'après des observations.

Il est clair que le seul débit maximum d'une crue qui est l'unique référence donnée, est suffisant pour étudier un réservoir de protection contre les inondations, un évacuateur de crue d'un grand barrage, etc. Puisque une crue très pointue (de faible durée) exigera des ouvrages moins importants qu'une crue de même débit maximum s'étendant sur plusieurs jours et comportant diverses pointes secondaires, malheureusement quand il s'agit de phénomène aussi exceptionnel que les crues catastrophiques, il est extrêmement rare qu'on dispose de données très précises.

III.3.2. La genèse d'une crue

Les crues peuvent être groupées eu égards aux causes qui les engendre , en trois grandes classes :

1. Crues d'averses ;
2. Crues de fonte de neiges ;
3. Crues d'embâcles et de débâcles de glace.

III.3.3 .Aspect économique du problème de la protection contre les crues exceptionnelles

Le choix du débit de crue maximum à admettre dans un projet d'ouvrage hydraulique, implique dans chaque cas particulier, la mise en balance des dépenses immédiates et certaines nécessités par telle ou telle majoration du débit maximum choisi, et de la réduction corrélative du montant des dégâts éventuels-généralement difficile à estimer provoquée par une sous-estimation de la crue catastrophique. L'excès de la prudence dans le choix de la crue servant au dimensionnement d'un ouvrage, appauvrit la collectivité aussi sûrement que le ferait toute autre faute technique dans le calcul de ce dernier.

Alors que certains auteurs voient que les biens de la population et leurs richesses seront calculés pour faire face à la crue la plus forte qui puisse être raisonnablement envisagé pendant toute la vie utile de l'ouvrage hydraulique, entre ces deux extrêmes une foule de situation particulières plus au moins complexes peut être imaginée, ce calcul proposé par plusieurs auteurs est rarement effectuée en pratique, de vu de sa complexité et de sans caractère fort approximatif. Il n'en reste plus pas moins de base rationnelle des considérations qui doivent guider l'ingénieur dans son choix.

Il suppose que l'hydrologue puisse donner une estimation suffisamment approchée du débit maximum qui a une probabilité de déterminé de survenir durant une période donnée T.

III.3.4.calcul du débit maximum de crues par les formules empiriques

✓ **Méthodes empiriques**

Elle est basée sur des relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de *MALLET-GAUTHIER*, *GIANDOTTI*, *TURAZZA*, et *SOKOLOVSKY*, etc.

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes, une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques

a. Formule de Mallet – Gauthier

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

$$Q_{maxP\%} = 2K \cdot \log(1 + 20 \cdot H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots \dots \dots (III.26)$$

- K : constante comprise entre 1-3 on, prend (1,5)
- H : Précipitation moyenne annuelle en m
- S : Surface du bassin versant en Km^2
- L : Longueur du talweg principale en Km
- T : Période de retour
- A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend (25)

b. Formule de Turazza

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

$$Q_{maxP\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S}{3.6} \dots \dots \dots (III.27)$$

- S : Surface du bassin versant
- \bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

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

Tableau III.28. Valeurs du coefficient de ruissellement C

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de retour	1000	100	50	20	10	5
C	0.9	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

c. Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\% t_c} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots(\text{III.28})$$

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X t_c} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X t_c} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(\text{III.29})$$

S : Surface du bassin versant en Km^2

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

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

H_0 : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie $H_0 = (7-14)$ mm

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3 \gamma} \dots\dots\dots(\text{III.30})$$

Pour $S \leq 50 \text{km}^2$ on a $\gamma = 3$

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$
- Dans notre cas (**$\gamma=3$**)
- Donc ($f=0.92$)
- on prend $H_0=7$ mm.

Les valeurs du coefficient de ruissellement sont représentées dans le tableau II-24 :

Tableau.III.29. valeur de coefficient de ruissellement α

période de retour (an)	SB I		SB II	
	P ct (mm)	α (%)	P ct (mm)	α (%)
100	55.17	0.47	58.87	0.49
50	43.54	0.43	46.45	0.44
20	31.74	0.36	33.86	0.37
10	24.90	0.31	26.57	0.32
5	19.44	0.25	20.74	0.27
2	13.52	0.16	14.42	0.18

D. Formule de Giandotti

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{t_c,p\%} \cdot \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5L} \dots\dots\dots (III. 31)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principal en Km.

t_c : Temps de concentration du sous bassin en h

h_{t_c,p%} : Lamme d'eaux précipitées pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

h_{min} : Altitude minimale en m.

h_{moy} : Altitude moyen en m.

C : Coefficient topographique varie entre 66 et 166.

d. formule de MEDDI (ENSH ,1992)

Cette formule tient compte de plusieurs paramètres du bassin versant, elle est donnée par l'expression suivante :

$$\text{LOG } Q_{\%} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot X + 0.64 \text{ LOG } Y + 0.67 \text{ LOG } P_{\%} + 0.19 \text{ LOG } T - 0.013 \cdot (H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) / S^{2/3} + 0.06 \text{ LPT} + 0.28 \text{ DDR} - 1.62. \dots\dots\dots(\text{III.32})$$

Avec :

$P_{\%}$: Pluie maximale journalière fréquentielle en mm.

$Q_{\%}$: Débit maximum fréquentiel en m³/s.

S : surface du bassin en Km².

DDR : Densité de drainage en Km/Km².

LPT : Longueur du talweg principale en Km.

H_{max} : Altitude maximale en m.

H_{min} : Altitude minimale en m.

X, Y : coordonnées géographiques de la station hydrométrique.

T : Période de retour en année.

A noter que toutes les variables ont subi des transformations afin de les linéariser.

Les résultats de ces formules sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Résultats des formules empiriques

	Giandotti:	TURAZZA:	Sokolovsky:	mallet - gautier:	MEDDI
P.D.Retour:	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}	Q_{max}
100	73.66	94.77	239.1	70.48	176.56
50	58.18	70.18	163.72	64.27	160.4
20	42.37	47.70	94.08	55.00	134.68
10	33.25	34.76	58.27	46.79	116.51
5	25.95	25.04	33.24	36.79	101

III.3.5. Le choix du débit maximum de crue

Le choix du débit maximum d'une crue en absence des données hydrométriques de l'oued fait appel aux formules empiriques pour l'estimer, et vu les valeurs bien distinctes obtenues par les différentes formules, une étude comparative entre notre bassin et celui de l'Oued SAIDA (qui se trouve au voisinage de notre bassin) s'avère nécessaire afin de définir la formule empirique qui donne le débit maximum le plus proche du débit fréquentiel de l'oued de SAIDA.

III.3.5.1. Etude hydrométrique de l'oued SAIDA

La station hydrométrique de l'oued SAIDA qu'on peut utiliser c'est celle dont le code est : 111106, SAIDA pont, qui nous offre une série de débits favorable pour une étude hydrométrique, la série hydrométrique est présentée dans le tableau suivant :

Tableau.III.31. la série des débits max de l'oued SAIDA

Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aot	Qmaxj
1973	0.67	0.63	1.08	14.08	1.55	3.18	5.10	11.40	1.63	0.96	1.20	0.47	14.08
1974	0.47	0.63	1.08	0.63	1.02	4.01	54.40	35.12	2.84	0.63	0.47	0.36	54.40
1975	0.44	0.41	1.94	0.50	0.47	9.90	1.94	2.92	26.78	0.36	0.24	0.26	26.78
1976	0.80	72.20	0.59	8.90	31.60	0.80	0.50	0.55	2.10	4.60	0.26	0.28	72.20
1977	0.24	1.37	13.72	0.59	0.71	0.59	0.59	0.33	1.20	0.28	0.13	0.12	13.72
1978	0.15	2.67	0.80	0.39	0.44	3.55	1.37	1.31	0.50	12.36	0.13	0.07	12.36
1979	0.36	11.40	8.27	3.55	5.67	0.44	8.90	0.31	0.33	0.24	0.24	0.10	11.40
1980	2.84	0.18	0.52	28.10	4.40	3.73	1.86	1.49	0.63	0.28	0.24	0.28	28.10
1981	0.20	2.67	0.47	0.44	0.52	3.82	1.31	56.8	5.79	7.65	0.28	0.31	56.80
1982	1.14	10.50	10.20	2.50	0.67	0.63	0.50	0.67	0.39	6.02	0.22	0.06	10.50
1983	0.28	0.36	0.28	0.75	1.37	0.75	0.71	0.41	0.96	1.31	0.04	0.18	1.37
1984	0.33	0.28	385.0	0.75	0.75	0.37	1.29	0.25	0.47	0.17	0.15	0.28	385.0
1985	3.936	0.67	1.778	1.852	15.85	31.95	2.610	2.794	0.3388	8.820	0.2528	2.450	31.95
1986	4.388	441.8	6.066	0.514	17.34	42.00	0.558	2.148	0.3716	0.2262	0.3716	0.3388	441.8
1987	21.60	2.922	8.245	2.370	35.48	0.372	0.3716	0.372	0.2262	0.1996	0.173	0.1094	35.48
1988	5.870	1.101	7.795	0.3716	0.3716	0.372	1.038	0.747	0.3388	41.60	0.47	0.0494	41.60
1989	1.630	2.846	5.870	0.3388	38.00	0.646	0.2262	0.602	52.00	0.1094	0.3716	0.0582	52.00
1990	33.88	13.00	30.90	3.150	60.2	1.290	65.00	1.164	47.00	10.94	6.7	0.1306	65.00
1991	10.78	5.870	0.3388	0.523	0.388	0.307	0.28	13.90	0.673	0.074	0.388	6.480	13.90
1992	13.00	0.18	5.100	0.26	0.22	4.600	0.442	5.100	0.632	0.011	0.1	65.00	65.00
1993	38.00	480.0	1.358	2.222	2.174	6.020	0.28	0.28	0.074	0.004	0.022	8.650	480.0
1994	207.0	120.0	11.38	2.998	3.150	2.450	21.60	119.0	0.016	21.60	0.004	1.940	207.0
1995	21.60	63.60	0.878	21.60	11.4	65.00	38.00	5.79	1.784	65.00	119	0.415	119

III.3.5.1.1. Ajustement de la série des débits max

Pour l'ajustement de notre série on a choisi la loi de distribution Gamma qui s'adapte mieux avec notre série de débits.

Les résultats de cet ajustement sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.32.les résultats d'ajustement à la loi Gamma

P.D.R	Q%	Ecar-type	Interval-conf
100.0	535	150	240 – 830
50.0	446	122	206 – 686
20.0	330	87.0	159 – 500
10.0	244	62.0	122 – 365

Le calcul du débit maximum du même bassin versant (Oued SAIDA) par les différentes formules a donné les résultats énumérés au tableau suivant :

Tableau.III.33.Résultats des formules empirique sur l'oued SAIDA

P.D.R	SOKOLOVSKY	TURAZZA	Mallet-Gautier	GIANDOTTI	MEDDI	Débit réel
100	360.43	128.97	261.48	104.95	222.81	535
50	259.58	95.51	233.16	82.90	191.78	446
20	163.58	64.91	195.72	60.37	161.13	330
10	111.14	47.30	167.40	47.37	141.25	244

Commentaire

Les deux bassins versants ont les mêmes caractéristiques climatiques, alors on peut adopter à notre bassin le débit maximum de la formule empirique qui donne le débit maximum le plus proche du débit réel du bassin versant de l'oued SAIDA pour les différentes fréquences.

Dans cette étude comparative les deux formules (MEDDI, SOKOLOVSKY) donnent les résultats les plus proches du débit réel, cependant, la formule de SOKOLOVSKY est élaborée dans la région Russe qui est une zone climatique

complètement différente de celle du Grand-Maghreb, tandis que celle de MEDDI est faite pour toute l'Algérie, d'où on choisit le débit maximum de cette dernière.

III.3.6.Choix d'une méthode d'estimation des crues

Il existe plusieurs méthodes d'estimation valables et ne donnent qu'une estimation relative de la grandeur de la crue que se soit son débit de pointe, son volume, ou son hydrogramme.

Plusieurs facteurs peuvent entrer en jeu quant au choix de la méthode d'estimation, on cite parmi ces facteurs :

- facteurs climatiques : Averse, climat, orientation du bassin par apport aux vents.
- caractéristiques physiques du bassin versant : Forme, géologie, pédologie, végétation...
- Variabilité de l'écoulement.
- Disponibilité des données.
- Expérience résultant des ruptures des ouvrages.

III.3.6.1.Détermination des hydrogrammes probables par la méthode de SOKOLOVSKY

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques :

- **La montée de la crue :**

.....(III.33)

- **La décrue :**

.....(III.34)

Avec :

t_m : temps de montée de la crue ;

t_d : temps de la décrue ;

t_b : temps de base de la crue ;

m, n : puissance des équations $m = 3, n = 2$;

$$t_m = t_c ;$$

$$t_d = \text{[]} \cdot t_m ;$$

$$t_b = t_m + t_d$$

On prend

III.3.6.2. Débits de crues des deux bassins versants (01) et (02)

Tableau.III.34. Débits de crues des deux bassins versants (01) et (02)

période de retour (an)	SB I	SB II
	Débit max(m ³ /s)	Débit max(m ³ /s)
100	148.52	90.58
50	101.45	62.33
20	57.98	36.10
10	35.70	22.57

Commentaire :

- Nous adoptons le débit maximal de crue cinquantenaire donné par la formule de *Meddi*, cependant, la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de *Sokolovsky*.

III.3.6.3. Calcul de hydrogramme de crues

Tableau.III.35. Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours SB I

T (h)	SB 1			
	100 Ans	50 Ans	20 Ans	10 Ans
0	0	0	0	0
0.5	1.71	1.48	1.24	1.09
1	6.82	5.91	4.97	4.35
1.5	15.35	13.30	11.18	9.80
2	27.29	23.64	19.87	17.42
2.5	42.63	36.94	31.04	27.21
3	61.39	53.20	44.70	39.19
3.24	71.61	62.05	52.14	45.71
3.5	67.83	58.77	49.39	43.30
4	60.85	52.73	44.31	38.84
4.5	54.25	47.01	39.50	34.63
5	48.02	41.61	34.97	30.66
5.5	42.18	36.55	30.71	26.93
6	36.72	31.81	26.73	23.44
6.5	31.63	27.41	23.03	20.19
7	26.92	23.33	19.60	17.19
7.5	22.60	19.58	16.45	14.42
8	18.65	16.16	13.58	11.90
8.5	15.08	13.06	10.98	9.62
9	11.89	10.30	8.65	7.59
9.5	9.07	7.86	6.61	5.79
10	6.64	5.75	4.84	4.24

10.5	4.59	3.97	3.34	2.93
11	2.91	2.52	2.12	1.86
11.5	1.62	1.40	1.18	1.03
12	0.70	0.61	0.51	0.45
12.5	0.16	0.14	0.12	0.10
12.96	0.00	0.00	0.00	0.00

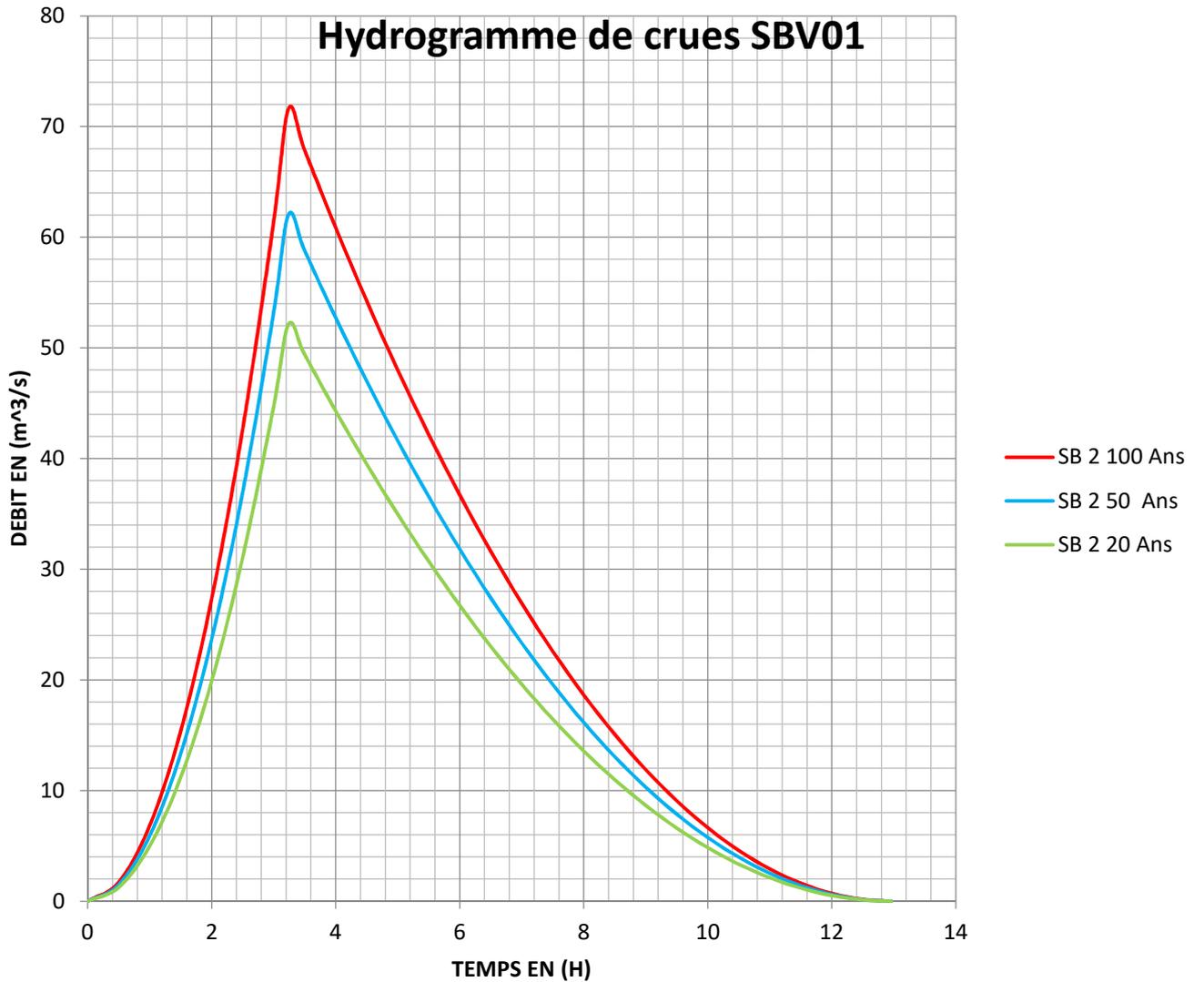


Figure.III.14.Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour SB1

Tableau.III.36.Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours SB 2

T (h)	SB 2			
	100 Ans	50 Ans	20 Ans	10 Ans
0	0	0	0	0
0.5	1.71	1.60	1.34	1.15
1	6.83	6.40	5.37	4.61
1.5	15.37	14.40	12.09	10.37
2	27.32	25.60	21.49	18.43
2.5	42.69	40.00	33.58	28.80
3	61.47	57.60	48.35	41.47
3.5	83.67	78.40	65.81	56.44
3.92	104.95	98.35	82.55	70.8
4	102.82	96.36	80.88	69.36
4.5	90.17	84.50	70.93	60.83
5	78.61	73.67	61.83	53.03
5.5	68.08	63.80	53.55	45.93
6	58.53	54.85	46.04	39.49
6.5	49.92	46.78	39.27	33.68
7	42.20	39.55	33.19	28.47
7.5	35.32	33.10	27.78	23.83
8	29.23	27.39	22.99	19.72
8.5	23.89	22.38	18.79	16.11
9	19.23	18.03	15.13	12.98
9.5	15.23	14.27	11.98	10.27
10	11.83	11.08	9.30	7.98
10.5	8.97	8.41	7.05	6.05
11	6.61	6.20	5.20	4.46
11.5	4.71	4.42	3.71	3.18
12	3.22	3.01	2.53	2.17
12.5	2.08	1.94	1.63	1.40
13	1.24	1.16	0.98	0.84
13.5	0.67	0.63	0.53	0.45
14	0.31	0.29	0.24	0.21
14.5	0.11	0.10	0.08	0.07
15	0.02	0.02	0.02	0.01

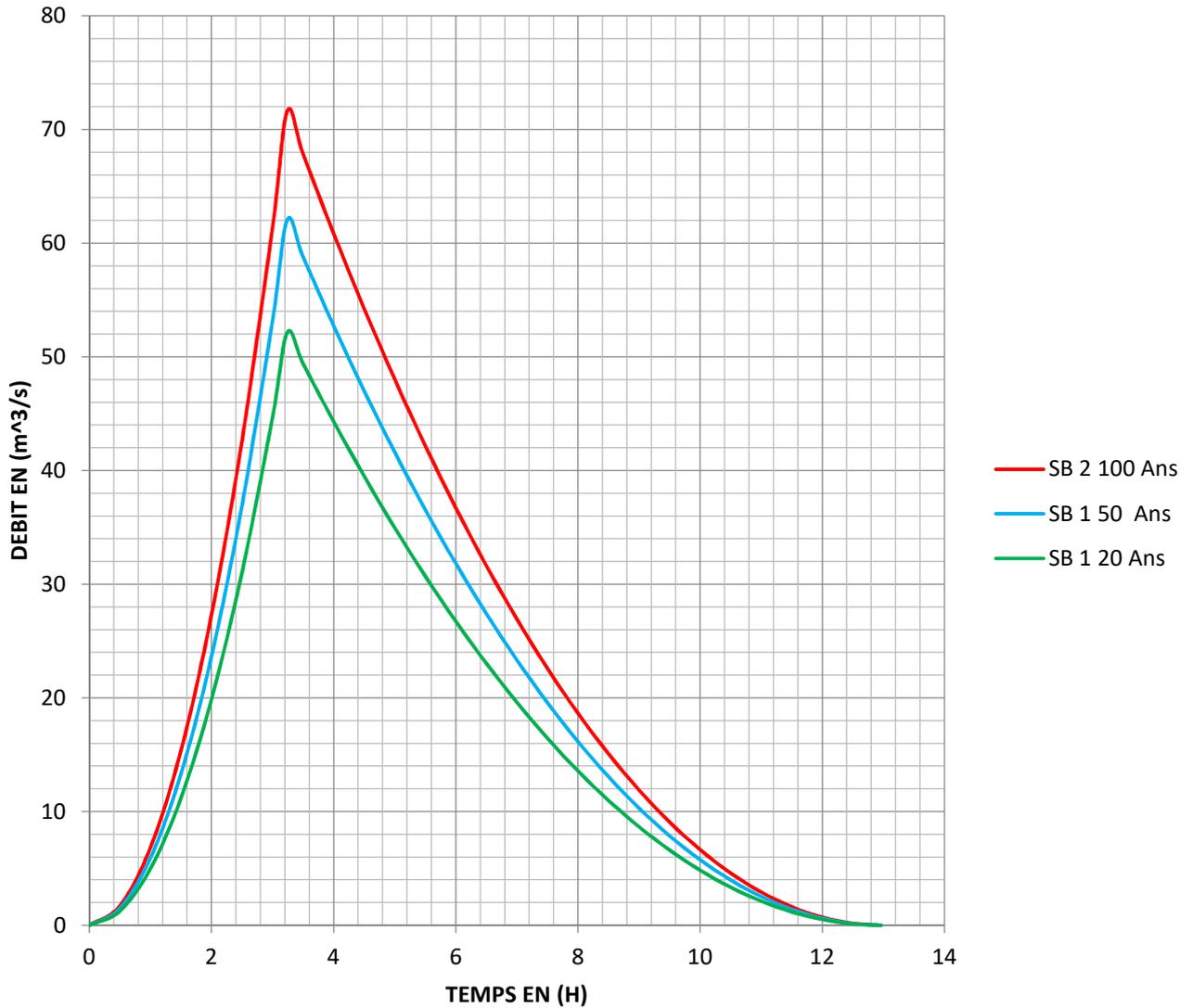


Figure.III.15.Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour SB2

Remarque

Le débit de l'Oued Sidi Ahmed est celui de l'ensemble des débits de l'Oued Tafroua et Oued Djedar, et parcourt à côté du Chef-lieu Khelfallah dont on cherche à protéger contre les crues.

Tableau III.37.récapitulatifs des débits de la crue (m3/s)

Période de retour (ans)	Débits (m3/s)
10	116.51
50	160.4
100	176.56

CONCLUSION

A la fin de cette étude hydrologique, on a pu estimer les débits de crues pour les différentes périodes de retour, dans notre cas le but de ce projet est la protection contre les inondation d'une zone urbaine plus au moins faible , pour cela on opte pour le débit de projet pour une période de retour de 50 ans qui est le cas défavorable dans le cas des inondations des zones à faible densité démographique, et on aura : **$Q_{p\%} = 160.4 \text{ (m}^3/\text{s)}$** .

Chapitre IV

Calcul et aménagement hydraulique

INTRODUCTION

L'objectif de cette étude est dans un premier temps, d'apprécier l'écoulement des crues tant, en termes de ligne d'eau, de vitesse ainsi que de volume débordant. Dans un deuxième temps, on se propose de définir les aménagements à prévoir pour diminuer les dégâts occasionnés par ces phénomènes hydrologiques.

On procédera au calcul hydraulique du réseau hydrographique en utilisant les données hydrologiques, hydrauliques et topographiques (décrivant l'état actuel existant du réseau hydrographique) établies précédemment. Ce calcul sera réalisé pour une fréquence bien choisie (cequantenal), la plus adéquate pour ce genre de projet, afin de définir l'impact de la crue de référence sur les ouvrages et les débordements hors du lit mineur vers les terrasses d'inondation où se trouvent situés certains équipements (Complexe Sportif, stade) et habitations les plus proches de l'oued.

IV.1. Le but d'aménagement

L'aménagement de Oued Sidi-ahmed à pour but, la protection du Chef-lieu Khalfallah contre les crues de ce dernier, alors que d'une façon générale les aménagements hydraulique des oueds ont pour but d'atteindre un ou plusieurs des objectifs suivant:

- Ecoulement rapide et sans danger des eaux de crues ;
- Charriage efficace des sédiments en suspension et des dépôts sur le fond ;
- Concentration du courants dans dans une section déterminée du lit ;
- Stabilité du cours avec minimum d'érosion des berges ;
- Profondeur suffisante et parcours aisée pour la navigation.

IV.2. Propositions d'Aménagements

Ne pouvant empêcher ces inondations de se produire, il est cependant possible d'en atténuer les effets ou d'en diminuer la fréquence en procédant à des aménagements de protection, en priorité au niveau des zones les plus sensibles et les plus exposées. Ces protections peuvent être réparties en deux groupes : directes et indirectes.

IV.2.1. Protections directes (rapprochées)

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

IV.2.1.1. Curage : qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau. Le débroussaillage est également nécessaire à la traversée des agglomérations pour des raisons sanitaires et en sections courantes pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

IV.2.1.2. Recalibrage : qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

IV.2.1.3. Renforcement des ouvrages : de franchissements des Oueds et modification de leurs caractéristiques et des systèmes existants dans le cas de leur insuffisance hydraulique (ponts, dalots, buses...).

IV.2.1.4.Réalisation des canaux : permettant de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupés par des bâtiments ou par la voirie.

IV.2.1.5.Protection des berges : qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue (décru). La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

IV.2.1.6.Endiguement des oueds : par la réalisation de diguettes de protection qui longent le cours d'eau sur ses deux berges. Cette opération est aisément réalisable par les ressources locales en main-d'œuvre et en matériaux. Par ailleurs, ce type de protection permet en outre de réaliser une protection sélective. Il peut en effet être établi graduellement en commençant par mettre à l'abri, de la plupart des crues, la partie la plus riche et la plus peuplée des zones exposées. En contrepartie on notera que ce procédé de protection présente l'inconvénient de provoquer une surélévation souvent notable du niveau des eaux et rend en outre plus difficile le drainage des terrains bas.

IV.2.2.Protections indirectes (éloignées)

La protection indirecte par contre, consiste à intervenir plus loin des sites menacés, à l'extérieur du périmètre d'aménagement (bassins versants), en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

IV.2.2.1.Création des canaux périphériques : de dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre ;

IV.2.2.2.Réalisation des barrages : ou seuils pour stockage et laminage des crues à l'amont des zones menacées. Le volume et la capacité de laminage du barrage devront être optimisés de manière à répondre au mieux à la protection envisagée ;

IV.2.2.3.Aménagement des bassins versants : contre l'érosion par des méthodes biologiques et/ou par la construction de seuils en gabions qui permettent la réduction des vitesses d'écoulement et le dépôt des sédiments en amont.

IV.3.Données de base existante pour l'aménagement

Pour les besoins d'étude et dans le cadre de l'aménagement on a utilisé des cartes topographiques au 1/25'000^{ème} (mise à jour), les vues aériennes de la zone d'étude (Google Earth), du levé topographique et de l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Sidi-Ahmed.

IV.4.Débits de dimensionnement

Le débit de dimensionnement est choisi à partir des normes de protection et de sécurité contre les inondations, et selon l'étude hydrologique, La période de retour choisi est 50ans.

Le débit choisi pour le dimensionnement est : 160.4 m³/s.

IV.5.Calcul hydraulique :

L'écoulement de l'eau dans un Oued s'effectue à la surface libre.

IV.5.1. Généralités sur les écoulements a surface libre :

IV.5.1.1. 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 (GRAF, ALTINAKAR, 2000).

IV.5.1.1.1-Type de canaux

On distingue deux types de canaux:

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

Les propriétés hydrauliques de ces canaux sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes.

Et la géométrie des canaux ;

- La section (transversale) d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement.
- Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau peut cependant varier est appelé canal prismatique ; sinon, on l'appelle canal non prismatique.
- Les éléments géométriques d'une section, sont les suivants :
 - i) La section ou *la surface mouillée*, S , d'un canal est la portion de la section occupée par le liquide.
 - ii) Le périmètre mouillé, P , du canal, formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit y compris les berges, mais ne comprend pas la surface libre.
 - iii) Le rayon hydraulique, R_h , donné par le quotient de la surface mouillée, S , et du périmètre mouillé, P .
 - iv) La profondeur, h , ou hauteur d'eau, au moins qu'elle soit définie autrement, est considérée comme la profondeur maximum.
 - v) La largeur (superficielle), B , du canal a sa surface libre.
 - vi) La profondeur hydraulique, D_h , du canal définie par : $D_h = S/B$.

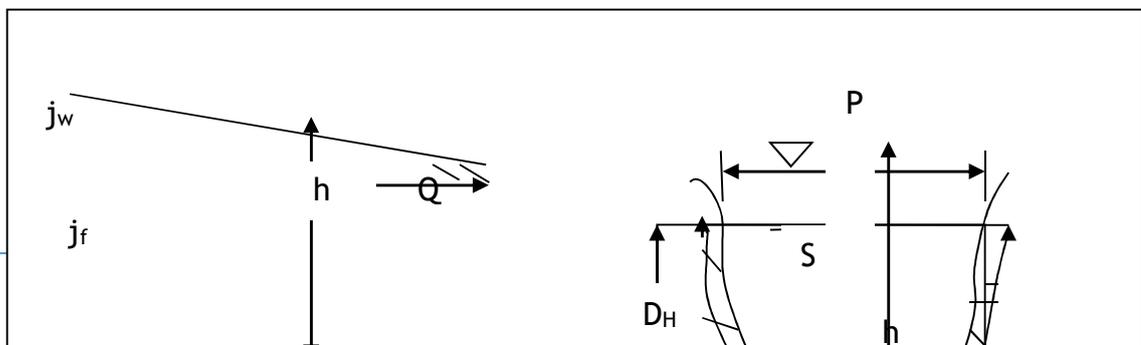




Figure.IV.1.différent éléments géométriques des canaux

Donc :

- i) La pente de fond du canal, J_F ;
- ii) La pente piézométrique ou pente de la surface libre, J_w .

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain.

IV.5.1.1.2.Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre (à la pression atmosphérique).l'écoulement à la surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduite à la différence de charge entre deux sections.

a) Types d'écoulement

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h ou D_h , par rapport au temps et l'espace.

a.1) Variabilité dans le temps :

Un écoulement est (dit) *permanent*, si toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps, la vitesse est ponctuelle, ainsi que la profondeur h ou D_h , restent invariable dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent le débit est constant.

Un écoulement est (dit) *non permanent*, si la profondeur h ou D_h , ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent le débit est variable.

Au sens strict, l'écoulement, dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

a.2) Variabilité dans l'espace:

Le mouvement est *uniforme* si la profondeur h , D_h , ainsi que les autres paramètres, restent invariable 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 $J_f = J_w$.

Le mouvement est *non uniforme* ou *varie* si la profondeur, $D_h(x)$, ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, $J_f \neq J_w$.

Lorsque le mouvement est *graduellement varie*, la profondeur, $D_h(x) = D_h$, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon et que la vitesse reste quasiment constante.

Lorsque le mouvement est *rapidement* varie, la profondeur, $D_h(x)$, 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.

Les types d'écoulements qu'on rencontre en hydraulique fluviale peuvent être résumés ainsi :

i)	Écoulement permanent	{	Uniforme
			Non uniforme (graduel ou rapide)
ii)	Écoulement non permanent	{	Uniforme (rare)
			Non uniforme (graduel ou rapide)

b) Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans canal à surface libre engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombre adimensionnels suivants :

Le nombre de Froude, qui est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inertie.

Le Nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottement et les forces de d'inertie.

La rugosité relative, qui est le rapport entre la hauteur de la rugosité et une longueur caractéristique

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

- écoulement laminaire $Re < 500$
- écoulement turbulent $Re > 2000$
- transitoire $500 < Re < 2000$

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

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

- écoulement fluvial $Fr < 1$
- écoulement torrentiel $Fr > 1$
- écoulement critique $Fr = 1$

Dans la pratique on ne rencontre des trois types d'écoulements.

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement :

- fluvial-laminaire $Fr < 1$, $Re < 500$
- fluvial-turbulent $Fr < 1$, $Re > 2000$
- torrentiel-laminaire $Fr < 1$, $Re < 500$

- torrentiel-turbulent $Fr > 1$, $Re > 2000$

Finalement un écoulement uniforme ou variant graduellement peut être caractérisé selon son régime : fluvial, critique ou torrentiel.

IV.5.2. Dimensionnement des canaux

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels, bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude (théorique et expérimentale) de base pour tous les autres types d'écoulement (Graf W. H., Altinakar M. S, 2000).

L'écoulement uniforme ne s'observe que dans les canaux prismatiques très longs et loin des extrémités amont et aval (Graf, Altinakar, 2000).

IV.5.2.1. Les formules principales de calcul

Les canaux artificiels sont en général de dimension importante. En conséquence le nombre de Reynolds et la rugosité ont des valeurs élevées. Cela implique que l'écoulement turbulent est souvent rugueux (Graf, Altinakar, 2000 voir p77).

IV.5.2.1.1. La relation de types Chézy

Pour un écoulement turbulent rugueux, La relation de Chézy peut être utilisée. Par contre, elle n'est valable ni pour un écoulement laminaire, ni pour un écoulement turbulent lisse.

$$U = C \sqrt{R_h J_f} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

V : La vitesse moyenne [m/s] ;

R_h : Rayon hydraulique [m] ;

J_f : La pente du fond du canal [m/m] ;

C : Coefficient de Chézy (expression dimensionnelle) [$m^{1/2}/s$].

Différentes formules d'origine empirique sont proposées pour le calcul du coefficient de Chézy, C, en le reliant au rayon hydraulique, R_h . Parmi ces formules ont cités :

a) La formule de Bazin :

Etablie avec des données des petits canaux artificiels, la relation s'écrit :

$$C = \frac{87}{1 + (m_B / \sqrt{R_h})} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Le coefficient de Bazin varie de $m_B = 0.06$ [$m^{0.5}$], pour un fond à surface lisse, à $m_B = 1.75$ [$m^{0.5}$] pour un lit de galets ou encombré d'herbe.

b) La formule simplifiée de Kutter

Etablie avec des données des canaux artificiels, mais utilisant aussi des données des grands fleuves, à la même forme :

$$C = \frac{100}{1 + (m_k / \sqrt{R_h})} \dots\dots\dots (IV.3)$$

IV.5.2.1.2. La formule de Manning-Strickler

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning :

$$U = \frac{1}{n} R_h^{2/3} J_f^{1/2} \dots\dots\dots(IV.4)$$

$$Q = S K_s R_h^{2/3} J_f^{1/2} \dots\dots\dots(IV.5)$$

$K_s [m^{1/3} s^{-1}]$ est le coefficient de Strickler et $n [m^{-1/3} s]$ est le coefficient de Manning, avec :

$$N=1/K_s. \dots\dots\dots (IV.6)$$

La formule de Manning-Strickler est extrêmement simple mais ne doit pas être utilisée que pour les écoulements turbulents rugueux, donc à grand nombre de Reynolds.

Remarque :

Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de Manning-Strickler.

IV.5.3.Calcul des paramètres géométriques

IV.5.3.1.La profondeur normale, h_n

La profondeur normale, h_n ou y_n , est la profondeur d'eau en écoulement uniforme dans un canal de pente, J_f , donnée, parcouru par un débit, Q . (Les éléments géométriques de la section qui correspondent à la profondeur normale, h_n , sont appelés éléments normaux, telle que: R_{hn} , S_n , ou P_n).

Il existe plusieurs méthodes du calcul de la profondeur normale, h_n ; Et parmi ces méthodes on a la méthode itérative.

Le procédé de calcul par la méthode itérative : En introduisant les expressions pour S et R_h ainsi que les valeurs de n (si on utilise la formule de Manning-Strickler) et J_f dans l'équation (IV.5) pour le débit Q , ensuite on fixe la valeur de la largeur de fond, b (il dépend de la forme de la section du canal), et enfin, on fait varier les valeurs de h (avec un pas fixe ou variable) et on détermine Q Jusqu'à Q_{max} .

IV.5.3.2.La profondeur critique, h_c

La profondeur critique, h_c , d'un canal est la profondeur d'eau à laquelle :

- i) L'énergie spécifique est minimal, H_{scr} , pour un débit donné (Figure IV.3) ;
- ii) Le débit est maximal, Q_{max} , pour une énergie spécifique donnée (Figure IV.4).

À partir de la notion de l'énergie spécifique, cité précédemment :

Il s'ensuit que l'équation (IV.16) s'écrit :

$$2(H_{sc} - h_c) = D_h \dots\dots\dots(IV.6)$$

Et que, en utilisant l'équation (IV.13), le débit maximal, Q_{max} , est donné par :

$$Q_{max} = S \sqrt{g D_{h_c}} \dots\dots\dots(IV.7)$$

La vitesse moyenne correspondant à la profondeur hydraulique critique, D_{hc} , est :

$$U_c = \sqrt{g D_{h_c}} \quad \text{ou} \quad \frac{U_c^2}{2g} = \frac{D_{h_c}}{2} \dots\dots\dots (IV.8)$$

En régime critique, donc la charge cinétique est donc égale à la moitié de la profondeur hydraulique.

L'équation IV.21 ou l'équation IV.12 peuvent aussi être écrites ainsi :

$$\frac{U_c}{\sqrt{gD_{hc}}} = 1 \dots\dots\dots(IV.9)$$

L'équation IV.22 est la définition du nombre de Froude en régime critique (Fr=1)

Pour un canal rectangulaire l'équation IV.22 avec $D_{hc} = h_c$ on

$$\frac{U_c}{\sqrt{gh_c}} = 1 \dots\dots\dots(IV.10)$$

IV.5.3.3. La pente critique, J_c

La pente critique, pour un débit donné, est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime uniforme critique, autrement dit la pente où le débit s'écoule sous un minimum de charge (A. Lencastre ; 2008).

On utilisant la formule de Chézy en régime critique :

$$Q = S_{cr} C \sqrt{R_h J_c} \dots\dots\dots (IV.11)$$

De plus, en régime critique le nombre de Froude est égale à 1 (équation IV.22), avec l'équation de continuité de débit, l'équation IV.22 devient :

$$\frac{C^2 S_c^2 R_h J_c}{S^2 g D_{hc}} = 1 \dots\dots\dots(IV.12)$$

Avec, la profondeur hydraulique, $D_h = S/B$, on écrit :

$$J_c = \frac{g S}{C^2 B R_h} \dots\dots\dots (IV.13)$$

IV.5.4. Notion de l'énergie spécifique, H_s

L'énergie (charge) totale pour une pente faible ($J_f < 0.1$) dans une section est donnée par :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \dots\dots\dots (IV.14)$$

(Voir: GRAF et Altinakar , 2000, p.22)

Dans l'équation précédente (IV.7) pour définir la charge, on se rapporte à un plan de référence horizontal quelconque.

Si l'on se réfère maintenant au fond du canal, le terme z est fixé par l'implantation du canal, on définit une fraction de la charge totale, appelé charge spécifique, H_s ; on écrit alors (voir figure IV.2) :

$$\frac{U^2}{2g} + h = H_s \dots\dots\dots(IV.15)$$

Avec l'équation de continuité, $Q = US$ on obtient :

$$\frac{Q^2/S^2}{2g} + h = H_s \dots\dots\dots (IV.16)$$

La notion de la charge spécifique est souvent très commode ; elle facilite la compréhension et aide à résoudre différents problèmes d'écoulement à surface libre.

Pour la section d'un canal donné, la surface, S , est une fonction de la profondeur d'eau, h , et l'équation (IV.9) établit une relation de la forme suivante :

$$H_s = f(Q, h) \dots\dots\dots (IV.17)$$

Qui permettra l'étude de la variation de :

- i) Courbe d'énergie spécifique : h avec H_s , pour un débit donné $Q=Cte$;
- ii) Courbe de débit : h avec Q , pour une énergie constante.

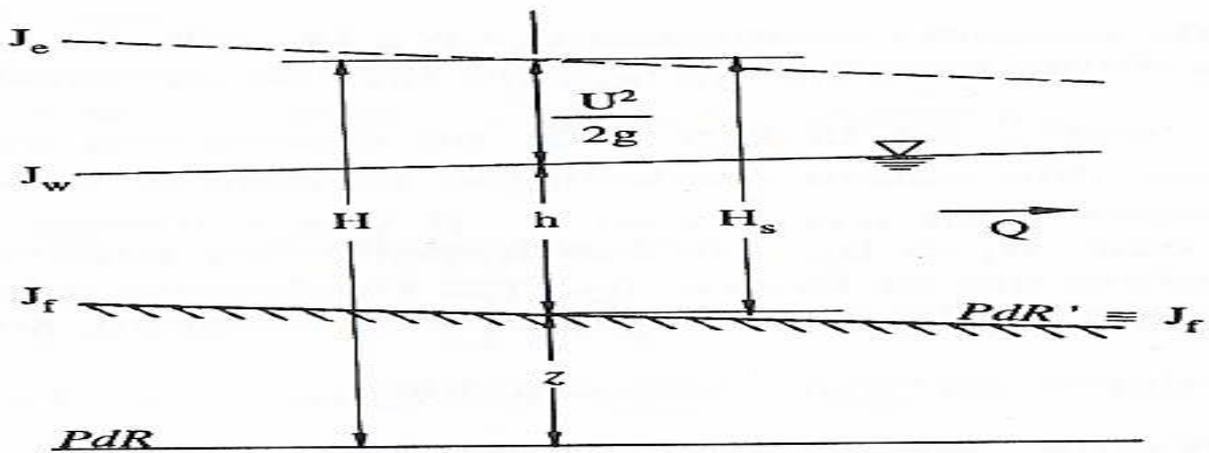


Figure.IV.2.Définition de la charge totale H , et de la charge spécifique, H_s .

a) Courbe d'énergie spécifique

Pour un débit constant l'équation(IV.9), donne la charge spécifique, H_s , en fonction de la profondeur d'eau, h , la courbe correspondante à deux asymptotes (voire la figure IV.3) :

- 1) pour $h=0$, une asymptotes horizontale ;
- 2) pour $h= \infty$, la droite $h=H_s$ est une autre asymptotes.

D'après la figure IV.3, la courbe a un minimum, $H_{s_{cr}}$, pour :

$$\frac{dH_s}{dh} = - \frac{Q^2}{gS^3} \frac{dS}{dh} + 1 = 0 \dots\dots\dots(IV.18)$$

Du fait que, $dS/dh=B$, à la surface libre et avec la profondeur hydraulique, $D_h=S/B$, on obtient :

$$\frac{Q^2}{gS^3} \frac{B}{S^3} = \frac{U^2}{gD_h} = 1 \dots\dots\dots (IV.19)$$

Pour un canal rectangulaire, on a $D_h=h$.la valeur, h , qui correspond à une charge spécifique minimale, H_s , est appelée *profondeur critique*

En suivant la courbe de la figure IV.3, dans le cas où un écoulement peut avoir lieu. On constatera qu'il y a toujours deux solutions pour les profondeurs d'eau, h_1 et h_2 , pour un débit constant et une valeur quelconque de charge spécifique, H_s .

Les deux profondeurs h_1 et h_2 on les appelle les profondeurs correspondantes ($h_1 < h_{cr} < h_2$), tous deux indiquent différents régimes d'écoulement, soit :

- $h < h_{cr}$, Régime fluvial ;
- $h > h_{cr}$, Régime torrentiel ;
- $h = h_{cr}$, Régime critique.

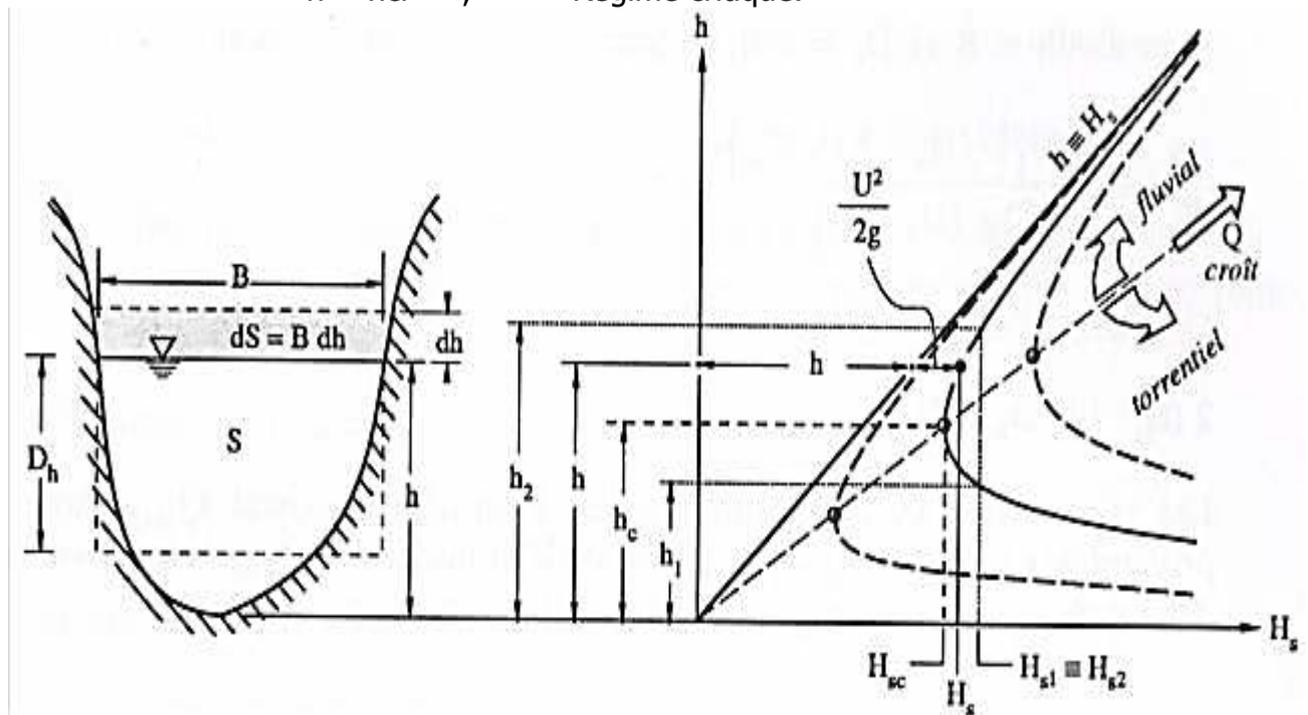


Figure.IV.3. Courbe d'énergie spécifique, $H_s=f(h)$, $Q=Cte$.

S'il y a variation de débit, Q , les courbes correspondantes ont la même forme et s'emboîtent les unes dans les autres en s'éloignant de l'origine quand le débit augmente (voir figure IV.3).

b) Courbe de débit

Pour une charge spécifique, H_s , donnée. L'équation(IV.9) donne l'évolution de débit en fonction de la profondeur d'eau, h , comme suit :

$$Q = S \sqrt{2g (H_s - h)} \dots\dots\dots(IV.20)$$

À partir de la courbe (figure IV.4), on obtient :

- 3) pour $h=0$, $Q=0$;
- 4) pour $h=H_s$, $Q=0$.

De plus, la courbe a un maximum, Q_{max} , pour :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{2g (H_s - h)(dS/dh) - Sg}{[2g (H_s - h)]^{1/2}} = 0 \dots\dots\dots(IV.21)$$

Avec $dS/dh=B$ et $D_h=S/B$, on écrit :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{gB(2(H_s - h) - D_h)}{[2g(H_s - h)]^{1/2}} = 0 \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$\frac{dQ}{dh} = 0, \text{ si } 2(H_s - h) - D_h = 0 \dots\dots\dots(IV.23)$$

Les valeurs, h et D_h, qui correspondent à un débit maximal, Q_{max}, sont les profondeurs critiques, h_c et D_{hc}. Pour un débit inférieur à Q_{max}, on retrouve les deux différents régimes d'écoulement (voir la figure IV.4 et IV.5).

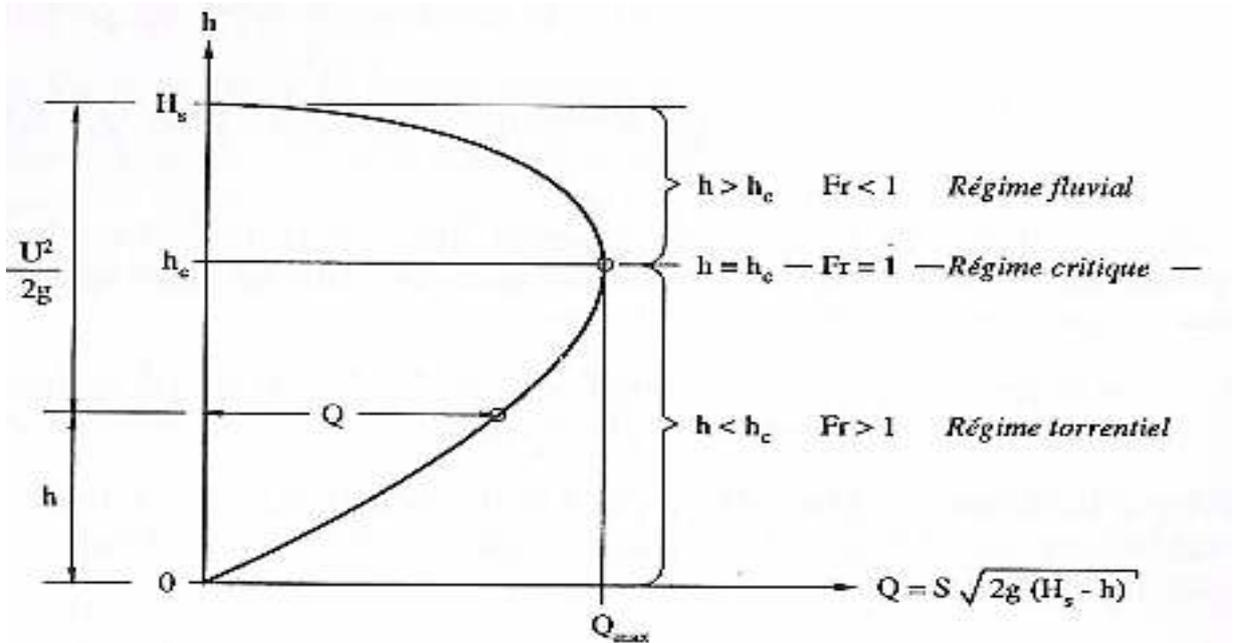


Figure.IV.4. Courbe des débits, Q=f(h), pour H_s=Cte.

Pour un canal rectangulaire, Dh=h, l'équation, IV.16 devient :

$$2(H_s - h) - h = 0 \dots\dots\dots(IV.24)$$

D'où l'on obtient pour la profondeur critique (h=h_c et H_s=H_{scr}) :

$$h_c = \frac{2}{3} H_{sc} \dots\dots\dots(IV.25)$$

IV.5.5.Ecoulement dans une courbe

Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement.

Si le débit, Q, reste constant à travers la courbe, la vitesse moyenne, U, ainsi que la surface, S, restent constantes. La répartition de la profondeur, h(y), donne toutefois une pente transversale et provoque une surélévation, Δz, sur le bord extérieur (voir figure IV.5).

On utilisant la méthode proposé par *Kozeny(1953)* pour les écoulements turbulent, la surélévation, Δz, se calcul par la relation suivante :

$$\Delta z = \frac{u_a^2}{2g} \left(\frac{r_0}{r_1} - \frac{r_0}{r_2} \right) \dots\dots\dots(IV.26)$$

Avec : U_a=U, pour r = r₀ (cela implique que la vitesse axial, U_a, se confonde à peu près avec la vitesse moyenne U).

Étant donné que $B = r_2 - r_1$ est la largeur de la courbe, on aura :

$$\Delta z = \frac{B r_0}{r_1 r_2} \left(\frac{U^2}{2g} \right) \dots \dots \dots (V.27)$$

Si la largeur, B, est faible devant le rayon de courbure, r_0 , on peut écrire :

$$\Delta z = \frac{B}{r_0} \frac{U^2}{2g} \dots \dots \dots (IV.28)$$

Le profil transversal de la surface d'eau est convexe ; ceci donne

$$\Delta z_1 = \frac{u_a^2}{2g} \left(1 - \frac{r_0}{r_2} \right) \quad \text{et} \quad \Delta z_2 = \frac{u_a^2}{2g} \left(\frac{r_0}{r_1} - 1 \right)$$

la surélévation, $\Delta z = \Delta z_1 + \Delta z_2$, donnée par l'équation V.27 est la valeur maximal, $\Delta z = \Delta z_{\max}$, généralement atteinte pour un écoulement fluvial, $Fr < 1$, à l'entrée de la courbe et pour un écoulement torrentiel, $Fr > 1$, vers la sortie de la courbe .

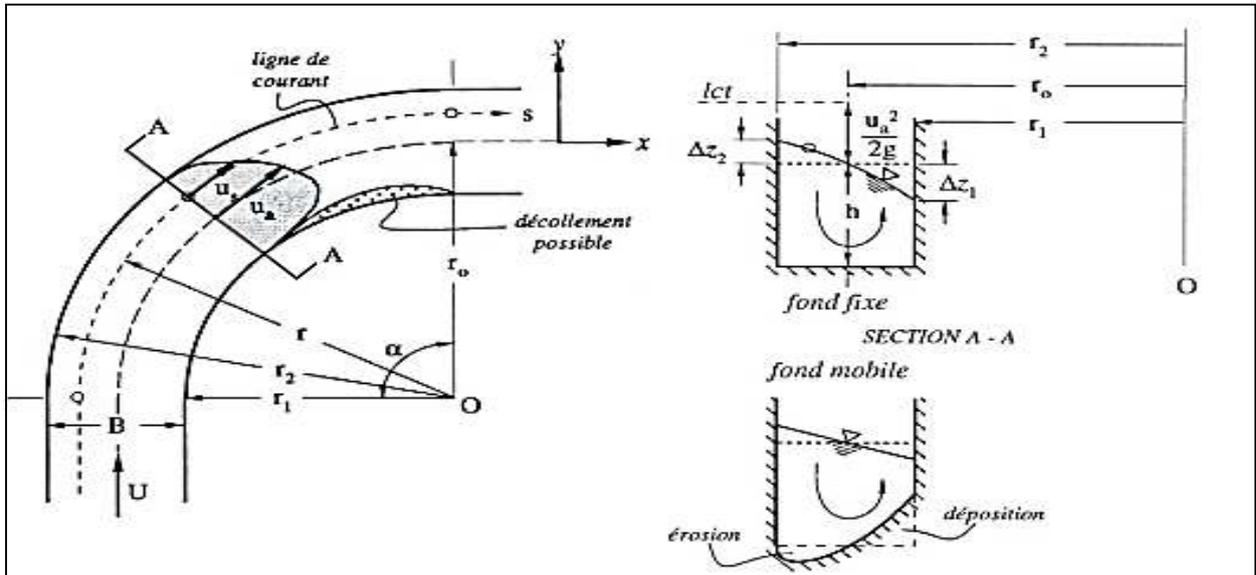


Figure.IV.5.Écoulement dans une courbe (source ; Graf, Altinakar, 2000)

IV.5.6.Calcul de la ligne d'eau

IV.5.6.1.Equation de la surface libre

L'équation de la surface libre est de déterminer la position, et la forme, $h(x)$, de la surface libre pour un débit Q, et une forme géométrique de section S, donnés.

On se base sur l'équation d'énergie :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \dots \dots \dots (IV.29)$$

Et de l'équation de continuité :

$$Q = US \dots \dots \dots (IV.30)$$

Par dérivant de l'équation (IV.29) par rapport à, x, on obtient :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{S} \right)^2 + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots \dots \dots (IV.31)$$

Cependant, par définition (et en utilisant une relation de type Chézy) :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad \text{et} \quad \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)}{C^2 R_h} \quad \text{avec : } J_e : \text{ la pente énergétique.}$$

On écrit :

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} - J_f = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h} \dots\dots\dots(\text{IV.32})$$

L'équation différentielle précédente, s'écrit par conséquent sous sa forme habituelle :

$$\frac{dh}{dx} = J_f - \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{gS/B}} \dots\dots\dots(\text{IV.33})$$

L'étude précédente a établi l'équation de la surface d'eau, l'intégration de cette équation est nécessaire pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre. On peut distinguer trois méthodes :

- i) La méthode par approximation successive ;
- ii) La méthode par intégration directe ;
- iii) La méthode par intégration graphique.

IV.5.7. Le choix du modèle de modélisation

La modélisation hydraulique des cours d'eau naturels en régime de crue est intimement liée aux données topographiques qui forment l'ossature du modèle géométrique (ou morphométrique) utilisé pour les modélisations. Une recherche des caractéristiques des principaux modèles existants en hydraulique fluviale avec leurs atouts et leurs limites est donc nécessaire.

Dans le cas d'un écoulement dans un oued, on parle d'écoulements en lits composés (lits mineur et majeur) où les caractéristiques de vitesse, hauteur d'eau, rugosité varient le long des lits d'oueds (Bousmar, 2002, CETMEF, 2004 ; Kreis, 2004 Proust, 2005). L'interface entre les lits est primordiale, elle est la source de la majorité des incertitudes pour la simulation des écoulements débordants.

On identifie de fortes pertes de charges dans cette zone et dans la couche limite (interface entre le fond de l'oued et le fluide) comme il est montré sur la figure (1) :

- Pertes par frottement et microturbulences au fond du cours d'eau ;
- Pertes dues aux macroturbulences issues de la différence de vitesse entre les lits ;
- Pertes par transfert de quantité de mouvement entre les lits.

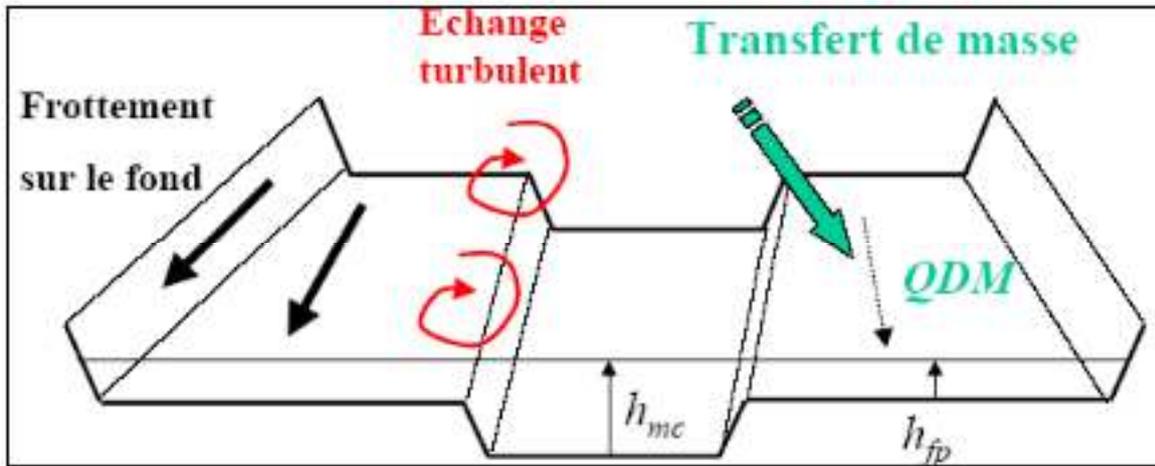


Figure.IV.6. Différentes pertes de charge dans un écoulement en lits composés (Proust, 2005)

Abréviations : QDM=Quantité de Mouvement

La plupart des modèles unidimensionnels (1D) à lits composés prennent en charge les pertes par frottement et microturbulences, comme *HEC-RAS* ou *Mike11*, d'autres tentent de prendre en charge les deux premiers types de pertes, comme *Mage5* (Ghavasieha et al., 2006) et les plus évolués cherchent à simuler les trois pertes comme *Axeriv*. Néanmoins, la caractéristique principale des codes 1D est qu'ils moyennent la hauteur d'eau (et pour certains la vitesse) sur chaque section en travers perpendiculaire aux lits majeur et mineur. Ceci provient de leurs structures et des équations qui les régissent : ils sont constitués d'un ensemble de sections en travers perpendiculaires aux écoulements.

La comparaison effectuée par Horritt et Bates (2002) entre *LISFLOOD-FP*, *HEC-RAS* et *Telemac 2D* a mis en évidence les bons résultats du logiciel *HEC-RAS*, qui obtient des résultats d'une précision comparable à ceux de *Telemac 2D* en ce qui concerne l'extension spatiale du champ d'inondation et la propagation de l'onde de crue. Cet article conforte le choix du logiciel *HEC-RAS* pour notre étude.

IV.5.8. Les zones inondables (terminologie et concepts)

Avant de procéder au calcul hydraulique de simulation, nous permettant de délimiter les zones inondables le long de l'oued *Harchaia* et de proposer les variantes d'aménagements correspondants, il est souhaitable de donner les quelques définitions-clés utilisées dans cette étude.

IV.5.8.1. Zone spécifique à risque d'inondation

Une zone spécifique à risque d'inondation ou d'inondabilité (ZSRI) est un périmètre de terrain pouvant être inondé par une crue de fréquence 1% qui peut avoir lieu durant n'importe quelle année (hydrologique). La crue centennale (1%) représente aussi la crue de référence pour de nombreux projets hydrauliques. Elle correspond pour une période de 30 années, à un risque de crue centennale de l'ordre de 26% de chance. Le tableau.IV.1 suivant donne les risques d'occurrence des crues de différentes fréquences et différentes périodes d'exploitation.

Le *Niveau de Crue de Référence* (NCR) est la cote de la surface d'eau correspondant à la crue de fréquence de référence 1% en un point donné. Le NCR est défini en utilisant le code de calcul HEC-RAS.

Tableau.IV.1. Probabilité (%) du risque d'inondation = $1-(1-1/T)^n$

n (années)	T = période de retour, années (Fréquence en %)			
	5 (20%)	10 (10%)	20 (5%)	100 (1%)
5	63	41	22	5
10	87	65	40	9
20	98	88	64	17
30	99.9	96	79	26
50	>99.9	99.5	92	40
100	>99.9	>99.9	99.4	60

IV.5.8.2.Zone inondable

La *zone inondable* (ou zone d'acheminement de la crue) représente le lit mineur plus des parties de terrasses ou plaines d'inondations, libres de tout obstacle (diguette ou autre) pour la crue centennale de référence sans surélévation au-delà du niveau NCR correspondant (le critère du FEMA est $NCR \pm 0.3m$) (FEMA = *Federal Emergency Management Agency* = Agence Fédérale de Gestion de Secours). Les zones inondables peuvent être définies à l'aide du code de calcul HEC-RAS, en utilisant un événement naturel de crue centennale (sans aménagement) comme crue de référence.

Les zones inondables sont des entités complètes pour les aménagements hydrauliques des oueds, puisqu'elles représentent des périmètres libres de tout obstacle entravant le passage naturel des débits de crues. Le restant des plaines d'inondation, représentant souvent une bande d'inondation, située juste au niveau et bien au-dessous du NCR. Si l'oued n'admet pas de zones inondables, on ne peut alors déterminer la localisation exacte des aires dites de "sécurité". La figure (**IV.7**) suivante illustre un exemple de vues en plan et en section en travers.

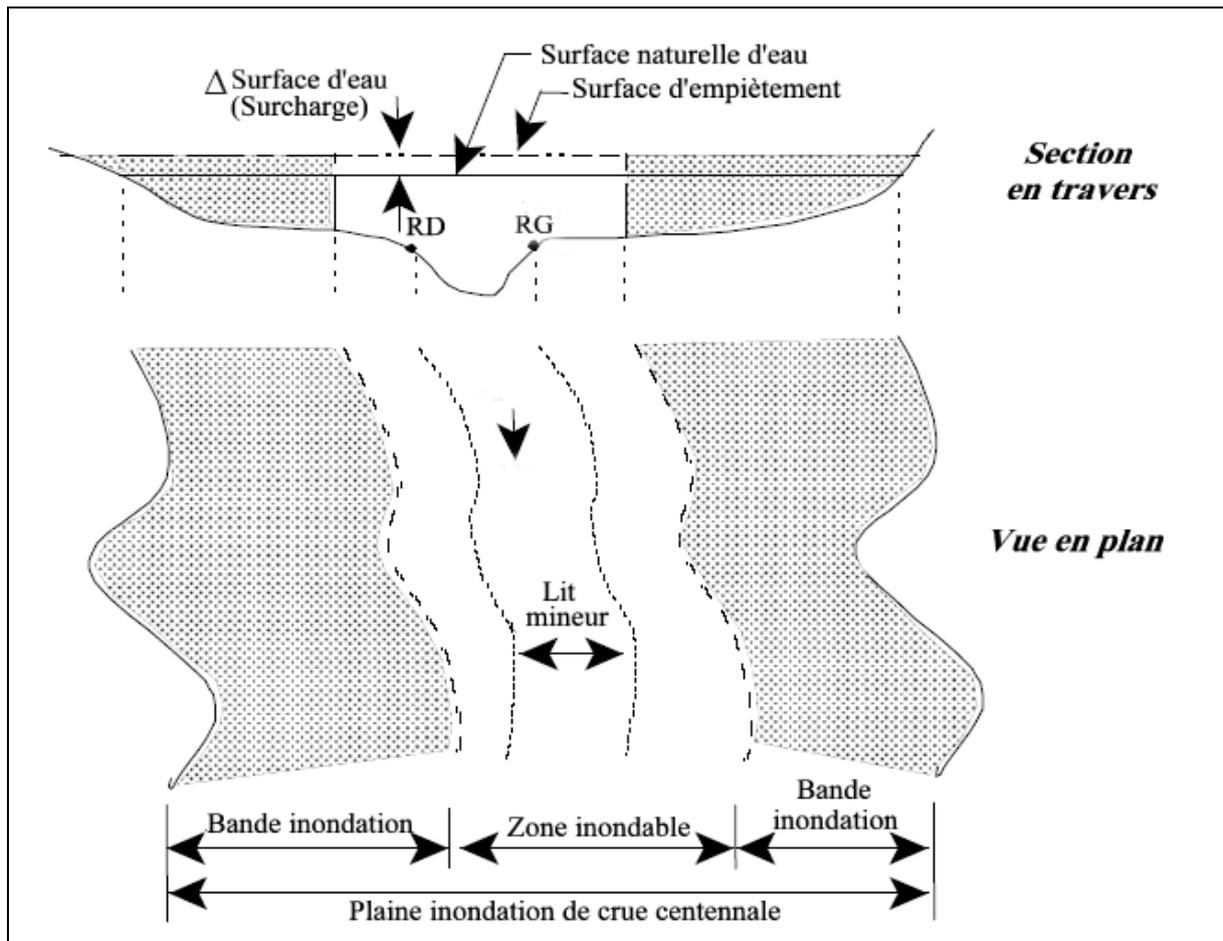


Figure.IV.7. Vues en section en travers et en plan d'une zone inondable

IV.5.8.3. Surcharge de crue

Une surcharge due à une crue représente la différence de côtes de surface d'eau entre la cote de référence de la crue centennale et la cote de la zone inondable au niveau d'une section donnée. Pour une zone inondable calculée, la surcharge varie normalement d'une section à une autre. La figure (IV.7) illustre le concept de surcharge. Les normes du FEMA requièrent une surcharge ne dépassant pas 0.3m en n'importe quel endroit. Ce concept a été développé dans l'espoir qu'une surélévation inférieure à 0.3m n'entraîne pas une augmentation dangereuse de la vitesse d'écoulement. Cependant, puisque les études réalisées utilisant ce concept, ne tenant pas compte des changements dans l'hydrologie du bassin versant, comme l'accroissement du débit, par exemple, utilisent une surélévation de 0.3m de la zone inondable, ce qui permet un plus grand élargissement de la bande d'inondation.

IV.5.8.4. Bandes d'inondation

L'aire située entre les limites de la zone inondable et les limites des plaines d'inondation de la crue centennale de référence, est appelée bande d'inondation, comme illustré dans la figure (IV.7). Les zones inondables sont efficaces pour les aménagements des plaines d'inondations, puisqu'elles permettent un développement

(urbain) dans les bandes d'inondation, mais par contre, limitent les surélévations futures de la surface d'eau en-dessous de la surcharge permise.

Ce développement urbain (équipement) souhaité par certaines municipalités, nécessite la construction de diguette de protection prévenant toute submersion de la bande ainsi protégée.

IV.5.9. Le code de calcul hec-ras

Le système de modélisation *HEC-RAS* est un logiciel d'hydraulique fluviale intégrant une panoplie de techniques de calcul hydraulique en régime, fluvial et torrentiel, ainsi que le transport solide et la simulation de phénomènes d'érosion-sédimentation et autres (comme l'envasement de barrages, le transport de polluants, le dimensionnement d'ouvrages d'aménagements de protection contre les inondations etc...). Il a été développé en tant que partie intégrante d'un ensemble de logiciels dédiés aux études hydrologiques et hydrauliques, permettant de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Centre de l'Engineering Hydrologique des USA (*Hydrologic Engineering Center*) dans le cadre du projet *NextGen*. Ce projet englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : simulation pluie-débit, hydraulique fluviale, simulation des systèmes des réservoirs, analyse des dommages d'inondation, prévision des crues pour la conception des réservoirs et autres.

L'application du modèle HEC-RAS est basée sur la subdivision du réseau hydrographique (ramifié) en plusieurs sections (profils en travers ou coupes) perpendiculaires à l'écoulement comme il est illustré sur la planche N°01.

L'application du modèle HEC-RAS a été faite sur la globalité du tronçon de l'oued *Harchaia* longeant le secteur à protéger contre les inondations et ce en utilisant le levé topographique de l'Oued, sur une longueur 708.86m.

Les sections en travers géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS ont été extraites en utilisant le logiciel AutoCad en combinaison avec Covadis (voir plan). La figure (IV.9.) montre le plan topographique du tronçon étudié.

IV.5.9.1. Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul hec-ras

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons d'oued considérés :

1. Les données géométriques relatives à chaque section :
 - le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
 - les coefficients de rugosité lits mineur et majeur;
 - les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite, axe du lit mineur;
2. Les données de l'écoulement (débits de projet) et les conditions aux limites ;
3. Plusieurs singularités représentées par les différents ouvrages (hydrauliques ou ouvrages d'art) existants à travers l'oued Sidi-ahmed.

Les sources et le choix judicieux de toutes ces données sont présentés en détails dans la partie calcul.

IV.5.9.2. Les données géométriques du réseau hydrographique

Les données géométriques nécessaires consistent à l'établissement de la connectivité de l'information pour le système hydrographique (schéma du réseau de tronçons d'oued), les données des sections transversales et les données des ouvrages hydrauliques existants (ponts, dalots, structures latérales, etc.).

La saisie des données géométriques se fait en deux étapes distinctes :

1. Le traçage du schéma de système hydrographique comme il est montré sur la figure (IV.9). Ce schéma est un diagramme représentatif du réseau hydrographique d'une manière plus au moins réelle en prenant en considération les méandres (sinuosités) des oueds. Il est tracé tronçon par tronçon de l'amont vers l'aval (dans le sens d'écoulement positif).
2. La saisie des données pour les profils en travers du cours d'eau et les structures hydrauliques. Ces données incluent :
 - **Les coordonnées X et Y du profil en travers :** chaque point de section doit être identifié par sa distance par rapport à un point de référence et par son élévation.
 - **Les distances à la section suivante :** c'est la longueur décrivant la distance entre la section courante et la section en aval. Ces distances sont définies pour la rive gauche, le lit mineur et la rive droite.
 - **Les valeurs de rugosité n de Manning :** la valeur du coefficient de rugosité de Manning n doit être indiquée pour la rive gauche, le lit mineur et la rive droite.
 - **Stations des berges du lit mineur :** Les stations des berges du lit mineur sont employées pour définir quelle partie de la section est considérée comme lit mineur.
 - **Coefficients de Contraction et d'Expansion :** Les coefficients de contraction et d'expansion sont utilisés pour évaluer la quantité de perte d'énergie qui se produit en raison d'une contraction ou d'une expansion d'écoulement.



Figure.IV.8.Image satellitaire Google du secteur d'étude de Sidi Ahmed

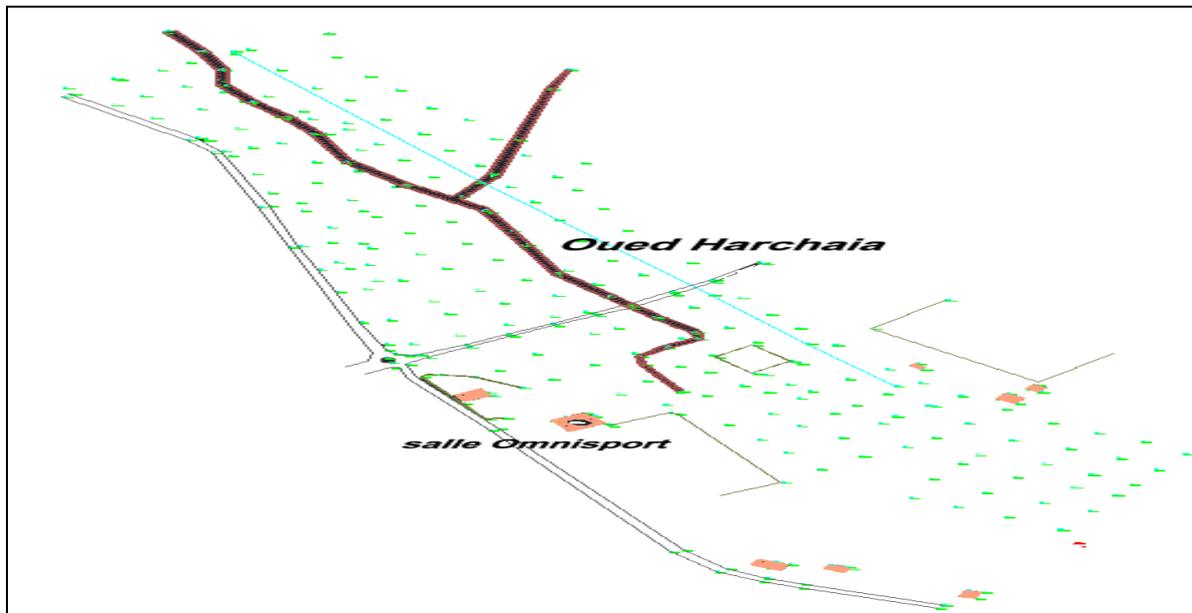


Figure.IV.9.Plan du secteur d'étude de Sidi Ahmed

IV.5.10. Estimation de la rugosité n de Manning

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

- Matériaux de lits et dimension moyenne de particules solides ;
- Irrégularités des surfaces des lits d'oued ;
- Formes des lits d'oued (comme les rides, dunes, chutes et autres) ;
- Caractéristiques d'érosion et de sédimentation ;
- Tendances à la formation de méandres ;
- Obstacles à l'écoulement (arbres déracinés, souches d'arbres, remblais et autres) ;
- Changement dans la géométrie entre les sections d'oueds ;
- Végétation sur les terrasses d'inondations et le lit mineur de l'oued.

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning. Pour estimer le coefficient n des terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

Des tests de contrôle doivent être réalisés pour évaluer l'effet de la variation de la valeur de rugosité n sur le résultat hydraulique final. Une bonne estimation est celle s'écartant de 20% environ de la "vraie" valeur de n . en plus de l'expérience acquise, tous les moyens techniques, comme les tables, la formule ou technique Cowan ou d'autres approches pour estimer les valeurs de n les plus plausibles pour le tronçon d'oued considéré et ce en tenant compte des différents ouvrages en place. Une moyenne arithmétique ou pesée de toutes les estimations, obtenues à partir de ces techniques, peut être utilisée et appliquée comme valeur de rugosité adoptée. Par exemple, les valeurs de rugosité n des terrasses d'inondations ou même du lit mineur d'oued estimées à partir des tables, peuvent être modifiées en utilisant les observations et visites *in situ* de terrains et même des images aériennes récentes (ou images satellitaires Google, par exemple) montrant la densité et les changements dans la végétation locale.

IV.5.10.Simulation de l'Oued Sidi-Ahmed à son état naturel

Dans des projets hydraulique comme la protection des villes contre les crues des oueds, situé dans ou à proximité de la ville, une étude de l'état naturel de l'oued dans le cas des crues fréquentiels s'impose au but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation de la zone inondable, afin d'envisager les solutions les plus adéquate pour le projet de protection.

Dans notre cas on a recours à la simulation hydraulique de notre oued grâce au logiciel Hec-ras (version 4.00 marsh 2008), on s'appuyant sur les données de bases cité déjà.

Oued Sidi-Ahmed passe à côté de la ville sur une longueur de 708.86m, ce dernier sera découper en 17 profils en travers, afin d'avoir une bonne simulation.

L'estimation de la rugosité de Manning est souvent très délicate, dans notre projet on la détermine pour chaque tronçon grâce aux tables de rugosité qui donne la rugosité en fonction de la couverture du sol.

Les résultats de la simulation Hec-ras sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.IV.2.Résultat de la simulation de l'oued à son état naturel

Reach	River Sta	Q Total	C.Min. oued	N.eau x	N.critique	N.L. énergie	P.L. énergie	Vitesse	S. mouillé	L. mouillé	N. Froude	Obsrvt
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		
O.sidi ahmed	708.86	160.4	998.05	999.62	999.21	999.69	0.002711	1.02	142.25	160	0.29	Débordé
O.sidi ahmed	647.09	160.4	997.51	999.48		999.54	0.002319	1.11	149.78	160	0.28	Débordé
O.sidi ahmed	583.01	160.4	997.19	999.32		999.38	0.002509	1.13	145.45	156.44	0.29	Débordé
O.sidi ahmed	534.99	160.4	997.26	999.05		999.19	0.006714	1.74	96.34	116.37	0.45	Débordé
O.sidi ahmed	486.53	160.4	997.4	998.79		998.92	0.004569	1.15	106.56	103.01	0.36	Débordé
O.sidi ahmed	439.75	160.4	996.92	998.61		998.73	0.003724	1.03	111.37	101.96	0.33	Débordé
O.sidi ahmed	426.28	160.4	996.97	998.6		998.67	0.003554	1.15	132.54	141.54	0.33	Débordé
O.sidi ahmed	375.78	160.4	996.61	998.41		998.49	0.003512	1.27	128.34	140.15	0.34	Débordé
O.sidi ahmed	360.77	160.4	996.68	998.4		998.45	0.001422	0.79	178.71	160	0.21	Débordé
O.sidi ahmed	304.77	160.4	996.66	997.95	997.94	998.22	0.024559	2.34	71.05	124.74	0.81	Débordé
O.sidi ahmed	256.38	160.4	996.39	997.91		997.95	0.001604	0.8	173.69	160	0.22	Débordé
O.sidi ahmed	207.31	160.4	996.71	997.74		997.83	0.004417	1.11	128.39	160	0.35	Débordé
O.sidi ahmed	187.28	160.4	996.61	997.67		997.74	0.003774	1.04	135.54	160	0.33	Débordé
O.sidi ahmed	140.89	160.4	996.38	997.51		997.58	0.003193	0.97	142.15	160	0.3	Débordé
O.sidi ahmed	87.98	160.4	996.05	997.3		997.38	0.004316	1.17	130.82	160	0.36	Débordé
O.sidi ahmed	29.97	160.4	995.71	997.03	996.71	997.11	0.005063	1.2	128.28	160	0.38	Débordé

Les figures de la simulation sont dans les annexes.

Commentaire :

On remarque que l'oued sidi ahmed déborde tout le long de son parcours à côté de la ville, et on remarque que ce débordement est plus au côté droit de l'oued (le côté de la ville).

IV.5.12. Etudes des variantes

Parmi les propositions de l'aménagement cité déjà dessus, juste quelques variantes sont souvent utilisées dans les projets d'aménagement et de protection contre les crues, dont ce qui suit on s'intéresse d'étudier les variantes les plus réalisables, afin d'étudier le côté technico-économique pour pouvoir choisir celle la plus adéquate pour notre projet.

Première variante : protection avec un canal trapézoïdale (à ciel ouvert) en béton armé.

Deuxième variante: protection avec une digue enterrée en matériaux locaux.

IV.5.12.1. Première variante d'aménagements (recalibrage de l'oued en canal trapézoïdal)

On propose comme première variante un aménagement de l'oued en un canal trapézoïdal de dimension à déterminer grâce à une simulation dans le logiciel Hec-ras, la faible pente du thalweg naturel, va nous conduises à avoir un canal de dimension importantes, sur tout son cheminement dans les limites du tronçon étudié, Ce canal traverse suivant une ligne droite le chemin au niveau du dalot existant.

IV.5.12.1.1. Choix des paramètres de dimensionnement

IV.5.12.1.1.1. La pente de projet

Le choix de la pente de projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, c'est-à-dire qu'il faut choisir la pente d'une façon à avoir des vitesses inférieure aux vitesses admissibles (limites d'érosion).

On constate que les pentes de terrain naturelle sont très faible, ce qui nous contraint au reprofilage du lit d'Oued dans la plupart des endroits pour avoir des pentes acceptables pour l'écoulement, le nouveau tracé de l'oued est présenté dans les planches, pour une pente de projet prise constante le long du tracé et qui égale à (0.3%).

IV.5.12.1.1.2. Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s de la formule Manning-Strickler

Comme on opté pour une section trapézoïdale en béton armé, le coefficient de rugosité, n , est de l'ordre de $0.013(s/m^{1/3})$, alors on aura $K_s=75$.

IV.5.12.1.1.3. Choix de la largeur du fond

La largeur de fond est tirée à partir de levé topographique qui est égale à 8 m.

IV.5.12.1.2. Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond $b = 8m$;

Fruit de talus $m = 0.577$;(la section la plus avantageuse)

Le calcul sera effectué à l'aide du logiciel de simulation HEC-RAS (version 4.0.0 March 2008).

Les résultats de calcul sont introduits dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3. les résultat de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal

Profil	Débit tot	prof.fond	Elév.eaux	H.d'eaux	Elév.critique	Elév.L.Enegi	pente	vitesse	Froude	Régime Eco
	m ³ /s	m	m	m	m	M	m/m	m/s		
708.86	160.4	994.05	996.49	2.44	997.19	998.52	0.001217	4.51	1.13	TOR
647.09	160.4	993.89	996.47	2.58	997.03	998.43	0.0011	4.36	1.10	TOR
583.01	160.4	993.73	996.40	2.67	996.93	998.3	0.001766	5.19	1.18	TOR
534.99	160.4	993.61	996.37	2.76	996.75	998.16	0.0026	5.92	1.24	TOR
486.53	160.4	993.48	996.2	2.72	996.62	998.03	0.002695	5.99	1.26	TOR
439.75	160.4	993.36	996.86	3.5	996.52	997.91	0.001226	4.54	0.85	FLUV
426.28	160.4	993.33	996.84	3.51	996.5	997.89	0.001221	4.53	0.85	FLUV

375.78	160.4	993.2	996.4	3.2	996.4	997.78	0.001786	5.21	1	CRITI
360.77	160.4	993.16	996	2.84	996.32	997.72	0.002443	5.81	1.19	TOR
304.77	160.4	993.01	995.89	2.88	996.18	997.58	0.00239	5.76	1.18	TOR
256.38	160.4	992.9	995.59	2.69	996.02	997.44	0.002754	6.03	1.28	TOR
207.31	160.4	992.77	995.55	2.78	995.9	997.27	0.002484	5.82	1.22	TOR
187.28	160.4	992.72	995.56	2.84	995.85	997.22	0.002359	5.72	1.18	TOR
140.89	160.4	992.6	995.33	2.73	995.71	997.1	0.00258	5.89	1.24	TOR
87.98	160.4	992.47	995.16	2.69	995.57	996.96	0.002666	5.94	1.27	TOR
29.97	160.4	992.32	995.01	2.69	995.41	996.8	0.002652	5.93	1.27	TOR
0	160.4	992.24	994.93	2.69	995.33	996.72	0.002648	5.92	1.27	TOR

Commentaire :

On constate que le régime torrentiel domine le long de notre canal, vu la pente faible du projet.

Alors qu'on remarque un régime fluvial au niveau du premier méandre (profil N°439.75 et 426.28) avec création d'un ressaut hydraulique, qui n'influe pas fortement sur la stabilité du canal.

Les vitesses d'écoulement varient entre 4 à 6 (m/s), sachant que la vitesse critique d'écoulement dans un canal pareil (trapézoïdal en béton armé) est de (6 à 10 m/s).

IV.5.12.1.2.1. Calcul de la surélévation

On remarque le tracé de l'Oued Sidi-Ahmed est marqué par un itinéraire sinueux dont le calculer de la surélévation est évident. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV. 3.

Tableau.IV.4. Calcul des surélévations.

Courbe		U (m/s)	r(m)	r1(m)	r2(m)	dZ(m)
Début	fin					
486.53	439.75	5.99	13.78	10.1	14.20	0.45
426.28	375.78	4.53	6.73	10.61	12.11	0.16

IV.5.12.1.2.2. Marge de sécurité dans les canaux

Dans les canaux à surface libre une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement.

C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité, au-dessus de la ligne d'eau calculée, afin de tenir compte : de l'accumulation de dépôts solide ; de la croissance de la végétation et des vagues provoqué par le vent, etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0.30 m, pour les petits canaux, et 60 à 1.20 m pour les grands canaux, il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications

(LENCASTRE ,2008).

Pour le dimensionnement de notre canal la marge de sécurité, ΔH , choisie est de l'ordre de 1 m.

IV.5.12.1.2.3.Calcul de la profondeur H

Pour des raisons de sécurité citées Précédemment, on doit prendre en compte de la surélévation due aux courbes et de la marge de sécurité, la hauteur de canal se calcul comme suit :

$$H_{cal} = hn + \Delta Z_2 + \Delta H$$

ΔZ_2 : Hauteur due à la surélévation 'écoulement dans courbe' [m] ;

ΔH : Marge de sécurité [m] ; hn : Hauteur normale [m].

Tableau.IV.5.Profondeur calculée du canal

Profil	Début	Fin	H.d'eaux	Dh	Dz	H. du canal
			M	M	m	m
708.86	p1	p2	2.44	1	0	3.5
647.09	p2	p3	2.58	1	0	4
583.01	p3	p4	2.67	1	0	4
534.99	p4	p5	2.76	1	0	4
486.53	p5	p6	2.72	1	0.45	4
439.75	p6	p7	3.5	1	0	4.5
426.28	p7	p8	3.51	1	0.16	5
375.78	p8	p9	3.2	1	0	4.5
360.77	p9	p10	2.84	1	0	4
304.77	p10	p11	2.88	1	0	4
256.38	p11	p12	2.69	1	0	4
207.31	p12	p13	2.78	1	0	4
187.28	p13	p14	2.84	1	0	4
140.89	p14	p15	2.73	1	0	4
87.98	p15	p16	2.69	1	0	4
29.97	p16	p17	2.69	1	0	4
0	p17	/	2.69	1	0	4

IV.5.12.1.3.Travaux de terrassement :

Après avoir calculer les dimensions du canal à projeter le logiciel Hec-ras nous permet d'avoir les volumes du terrassement qui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.6.Estimation Travaux de terrassement

	Nom de l'oued	N° de oued	Les sections	Volume des déblais	Volume des remblais
--	---------------	------------	--------------	--------------------	---------------------

1	oued Sidi-Ahmed	1	708.86 à 647.09	1712	0
2	oued Sidi-Ahmed	1	647.09 à 583.01	1787	0
3	oued Sidi-Ahmed	1	583.01 à 534.99	1544	0
4	oued Sidi-Ahmed	1	534.99 à 486.53	1640	0
5	oued Sidi-Ahmed	1	486.53 à 439.75	1431	0
6	oued Sidi-Ahmed	1	439.75 à 426.28	400	0
7	oued Sidi-Ahmed	1	426.28 à 375.78	1458	0
8	oued Sidi-Ahmed	1	375.78 à 360.77	414	0
9	oued Sidi-Ahmed	1	360.77 à 304.77	1707	0
10	oued Sidi-Ahmed	1	304.77 à 256.38	1635	0
11	oued Sidi-Ahmed	1	256.38 à 207.31	1658	0
12	oued Sidi-Ahmed	1	207.31 à 187.28	679	0
13	oued Sidi-Ahmed	1	187.28 à 140.89	1527	0
14	oued Sidi-Ahmed	1	140.89 à 87.98	1655	0
15	oued Sidi-Ahmed	1	87.98 à 29.97	1744	0
16	oued Sidi-Ahmed	1	29.97 à 0.00	892	0

TOTAL:	Déblais:	21883 M ³
	Remblais:	0 M ³
	VOL NET:	21883 M³

IV.5.12.1.4.Travaux de génie civil

Une estimation du devis de notre projet nécessite une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque section on a pu avoir le volume du béton armé de notre projet :

$$\text{VOL béton armé} = 350\text{M}^3.$$

IV.5.12.1.5.Devis de la première variante

A partir des volumes des travaux on peut conclure un devis estimative pour la première variante :

Tableau.IV.7.Devis de la première variante

Désignation	Travaux Aménagements	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
-------------	----------------------	-------	----------	--------------------	--------------

Terrassement	Déblais	M ³	21883	900.00	19694700.00
Canal	Béton Armé	M ³	350	32000.00	11200000.00
Le montant total					30894700.00

IV.5.12.2. Deuxième variante d'aménagements

On propose comme un deuxième aménagement de protection l'endiguement (diguette de protection) pour protéger la zone d'équipements (habita, équipements) assez proche de l'oued, située en rive droite contre le débordement certain de l'oued en cet endroit.

Les diguettes de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au-dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables.

Les diguettes sont édifiées essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres, ou plus (quelques dizaines de mètres), de celle-ci. Compte tenu de l'étendue du lit de l'oued de Sidi Ahmed la diguette sera située dans la zone inondable naturelle de l'oued.

IV.5.12.2.1. Calcul de la hauteur de la diguette

La hauteur de la diguette est déterminée à partir de la ligne d'eau pour la crue de projet (crue de période de retour 50ans) prise en compte dans l'aménagement, à laquelle on rajoute une revanche d'environ cinquante centimètres (50cm), pour la prémunir de l'effet des vagues.

Le calcul de la hauteur de la diguette se fait en prenant en considération les hauteurs de la surface de l'eau associées aux stations de la berge gauche du lit mineur. Le calcul de la hauteur de la diguette pour chaque section de calcul est donné par la formule suivante :

$$H_{diguette} = WS + \frac{V^2}{2g} + R$$

Avec :

$H_{diguette}$: Hauteur de la diguette à une station d'une section donnée (m)

WS : Surface de la ligne d'eau au niveau de la même station (m)

V : vitesse moyenne de l'eau au niveau de la même station (m/s)

R : Revanche des hautes eaux égale à 0.5 m

Le tableau.IV.8 donne la hauteur de la diguette à chaque station. La hauteur maximale calculée est de 1.26 m. Donc nous pouvons envisager une hauteur finale de la diguette égale à **1.50 m** (soit une cote maximale NGA d'environ 1000.37 m). La diguette sera une diguette rapprochée de la berge de l'oued compte tenu de la localisation très rapprochée aussi des habitations.

Tableau.IV.8. Calcul de la hauteur de la diguette

Section	Station de la diguette(m)	Altitude du fond (m)	Vitesse (m/s)	H _{EAUX} (m)	H _{digue} (m)	Cote finale de la diguette (m)
708.86	-70	998.71	1.02	1.12	1.67	1000.38

647.09	-60	998.55	1.11	0.7	1.26	999.81
583.01	-60	998.53	1.13	0.52	1.09	999.62
534.99	-50	998.31	1.74	0.35	1.00	999.31
486.53	-60	997.67	1.15	0.45	1.02	998.69
439.75	-70	997.49	1.03	0.53	1.08	998.57
426.28	-70	997.41	1.15	0.68	1.25	998.66
375.78	-70	997.28	1.27	1.15	1.73	999.01
360.77	-50	997.04	0.79	1.2	1.73	998.77
304.77	-20	996.9	2.34	0.95	1.73	998.63
256.38	-20	996.7	0.8	1.11	1.64	998.34
207.31	-20	996.73	1.11	0.85	1.41	998.14
187.28	-20	996.65	1.04	0.9	1.46	998.11
140.89	-20	996.45	0.97	0.88	1.43	997.88
87.98	-10	996.4	1.17	0.85	1.42	997.82
29.97	-10	996.41	1.2	0.95	1.52	997.93
0	-20	996.29	1.02	0.8	1.35	997.64

Commentaire :

Pour des raisons de norme de réalisation la hauteur de la diguette est fixée à 2m.

IV.5.12.2.Calcul de la largeur de la crête

Cette dernière est calculée par différentes formules empiriques, et dans notre choix on opte à celle la plus adéquate à notre projet, soit du côté réalisation soit du côté importance de notre ouvrage.

- *Formule de CNAPPEN* : $b_{cr} = 1.65 \sqrt{Hb} \Rightarrow b_{cr} = 2.33m$
- *Formule de PRECCE* : $b_{cr} = 1.1 \sqrt{Hb} + 1 \Rightarrow b_{cr} = 2.55m$
- *Formule SIMPLIFEE* : $b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{Hb} - 3 \Rightarrow b_{cr} = 1.5m$.

On opte pour la largeur en crête de **1.5m** vu que notre diguette ne dépasse pas les 2m.

IV.5.12.2.3.Le choix des fruits de talus amont et aval

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leurs caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau 3 donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau.IV.9.quelques valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage	Type de barrage	fruit	
		amont	aval
0 < H < 5	Homogène. A Zone.	2.5	2
		2	2
5 ≤ H < 10	Homogène (granulométrie étendue).	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile.	2.5	2.5
	A Zone.	2	2.5

IV.5.12.2.4.Le devis de la variante

Tableau.IV.10.Devis de la deuxième variante

Désignation	Travaux Aménagements	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Remblais	M ³	8506.32	1500.00	12759480.00

	Le montant total	12759480.00
--	------------------	-------------

Tant que la hauteur de notre diguette ne dépasse pas les 2m et construite en matériaux locaux (Argile C.A.D une diguette homogène), on opte pour le choix suivant :

Talus amont : $m=2.5$

Talus aval : $m=2$

NB : Un schéma explicatif de la diguette et ces dimensions est montré dans la planche N°08

Conclusion :

Après cette étude des deux variantes et d'après les devis estimatives des deux variantes, on a choisi la projection d'une digue enterre longitudinal en matériaux locaux, car c'est la plus économique ainsi que son efficacité, et vu l'impossibilité de canaliser l'oued à cause que nous possédons un terrain avec une pente très faible, un autopont doit avoir lieu pour traverser la digue vers Ben trif et le cimetière..

IV.5.12.3. Etude la stabilité de la diguette

Introduction

Un barrage doit être construit de façon à résister aux forces auxquelles il est soumis : la gravité qui tend à provoquer son affaissement sous l'effet de son propre poids, la pression hydrostatique exercée par la retenue d'eau sur toute la hauteur de l'édifice (diguette) et sur ses fondations (sous-pression), les pressions interstitielles au sein du massif, les tensions et les contraintes des matériaux constituant l'ouvrage..

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie nécessaire de la conception des diguette en terre. Elle est résolue par la capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillements dérivant de l'application des surcharges et des charges perméables du poids propre du remblai et des pentes des talus.

En général les talus sont stables si les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement (forces stabilisatrice > force déstabilisatrice) .

- Pour bien mener à cette étude de stabilité, on doit savoir certain propriétés des matériaux utilisés,

Les valeurs suivantes sont obtenues en laboratoire à partir d'essais très simples tels que pesée et passage à l'étuve :

$\gamma_h = 1,796 \text{ t/m}^3$ Le poids volumique de sol humide dans l'état où il se trouve.

$\gamma_d = 1,65 \text{ t/m}^3$ Le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre).

$W = 20\%$ La teneur en eau

$e = 0,673$ L'indice des vides

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e} \right) \cdot \gamma_w$$

$\gamma_{sat} = 2,14 \text{ t/m}^3$ Le poids volumique de sol saturé
 $C = 0,1 \text{ bar}$ La cohésion

Les poids volumiques saturé et non saturé se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé γ_d s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe.

IV.5.12.3.1. Méthode d'analyse de stabilité des pentes

Il n'existe pas des méthodes globales permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse.

On prend en général une surface cylindrique circulaire à axe horizontal à partir de cette hypothèse en découpe le terrain en tranche verticale de faible épaisseur et on étudie l'équilibre de l'ensemble.

La résistance au cisaillement est fonction de la contrainte normale n (le poids), de la pression interstitielle P et des deux caractéristique C et φ (C : cohésion, φ : l'angle de frottement).

$$t = C + (n - p) \cdot \text{tg}\varphi$$

Il y a plusieurs méthodes de base pour calculer la stabilité des barrages parmi on en site :

a) Méthode de FELENIUS (1927suédois)

Elle se base sur l'hypothèse que la surface de rupture est cylindrique est à axe horizontal ainsi qu'il n'y a aucune interaction dans la troisième dimension. Une infinité de cercle de glissement peuvent être dessinés, il s'agit de déterminer le cercle le plus critique, qui correspond au coefficient de sécurité minimum.

- Le glissement est instantané.
- Elle consiste à découper le massif en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.
- Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches correspond à une limite entre deux tranches.
- L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision convenable.

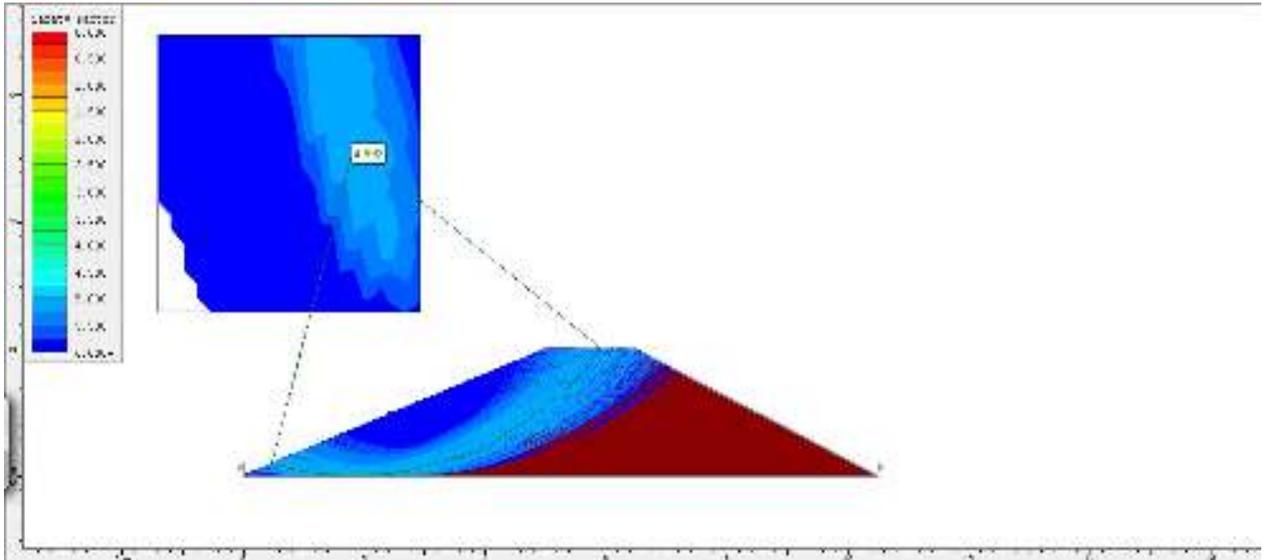


Figure.IV.11. les coefficients de sécurité pour les différents cercles de glissements. Les résultats de calcul de stabilité (coefficient de sécurité minimum), par les deux méthodes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.11.Résultat d'étude de la stabilité

	Coefficient de sécurité minimum
METHODE DE FELENIUS	4.99
METHODE DE BISHOP	5.32

Commentaire :

Par les deux méthodes, la stabilité de la digue est vérifiée, on remarque aussi que les coefficients de sécurité obtenues sont un peu élevé c'est à dire qu'on peut le réduire, est cela par la réduction des dimensions de la digue (fruits des talus, largeurs), mais dans notre cas on accepte les résultats obtenues, car notre digue n'a que 2m de hauteur.

Conclusion :

Après avoir tenu compte des contraintes de projet caractérisé par l'importance du débit de la crue, et de la faible pente du terrain, du grand volume des déblais (première variante), une digue longitudinale apparaît une solution suffisamment robuste et s'intègre plus facilement qu'un canal. Le prix de cette variante est plus faible que la première variante, les travaux de réalisation semblent plus faciles.

La réalisation de cet aménagement revient à son opportunité pour la zone où elle est située et est du ressort des autorités locales.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'inondation est une composante intégrante de cycle de l'eau, la gestion de l'eau devrait être une partie intégrante des politiques d'aménagements, le pouvoir et surtout le devoir d'agir doit être mené avec une grande coordination pour freiner ou réduire les dégâts.

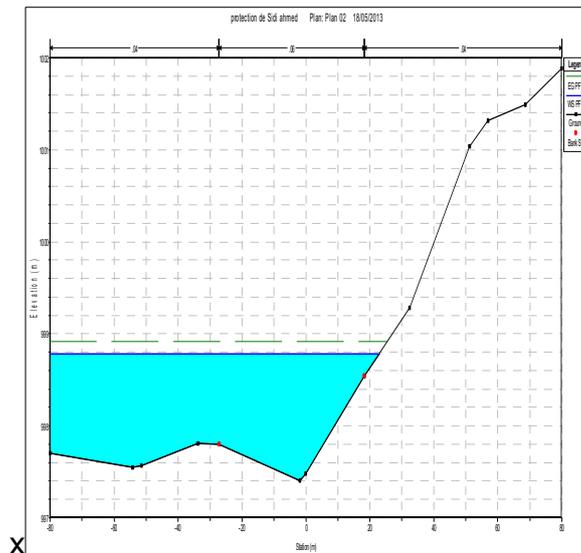
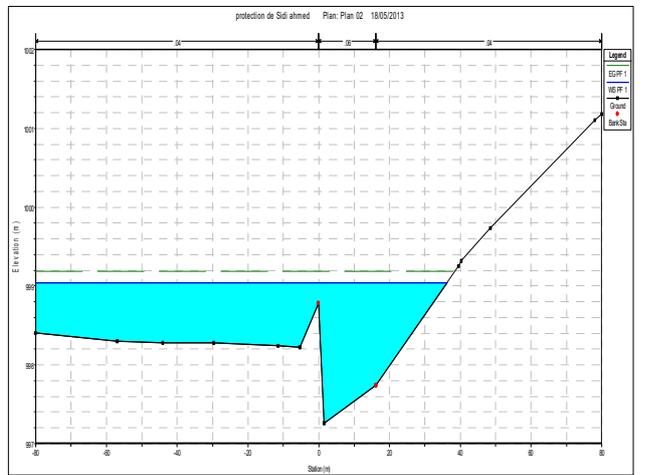
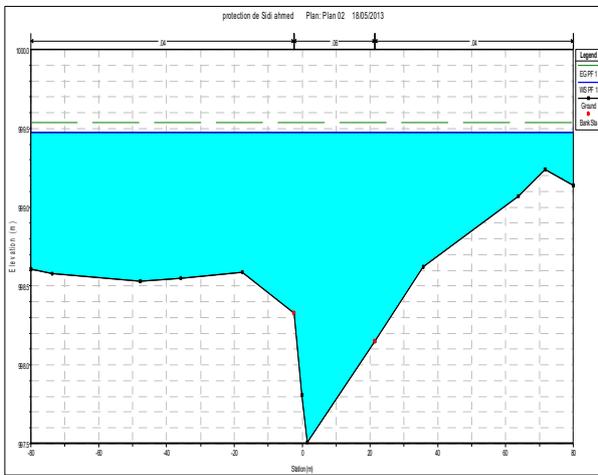
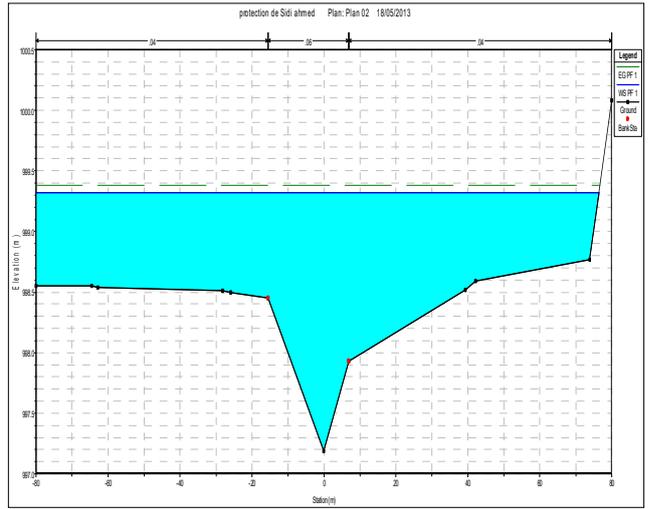
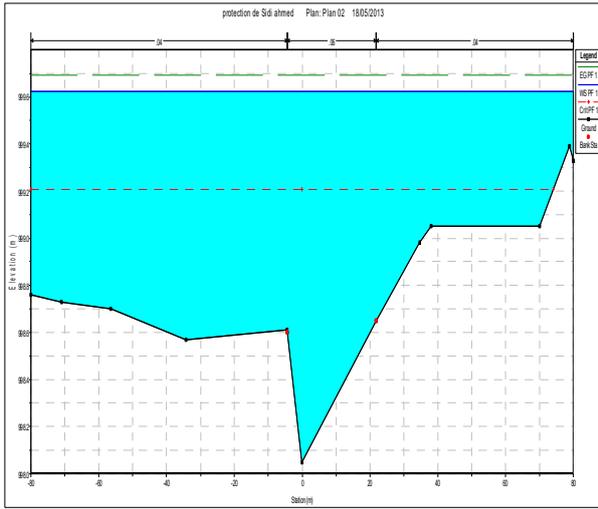
La protection de l'agglomération de Sidi-ahmed contre les crues à nécessiter une étude hydrologique bien détaillée à travers laquelle on a quantifié le débit de projet à l'aide des formules empiriques, ou on a choisi celle de M^r.MEDDI (ENSH,1992) après une étude comparative de notre bassin versant à celui de Oued Saida.

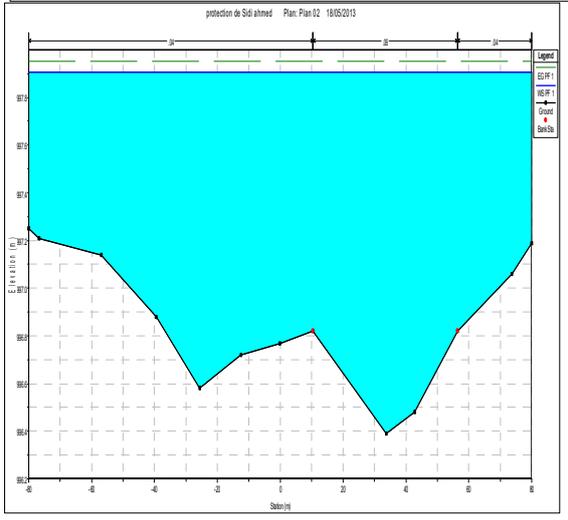
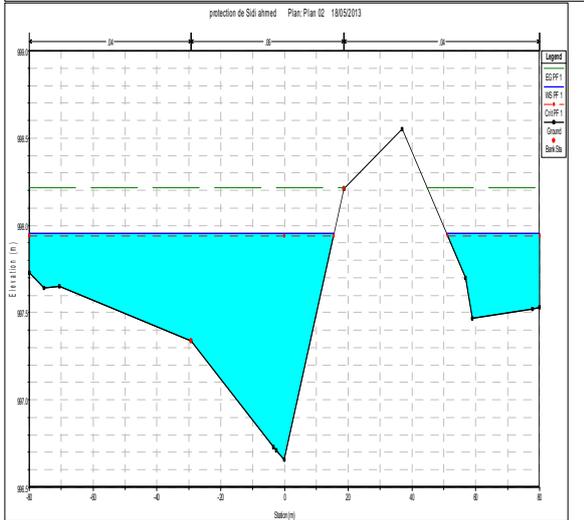
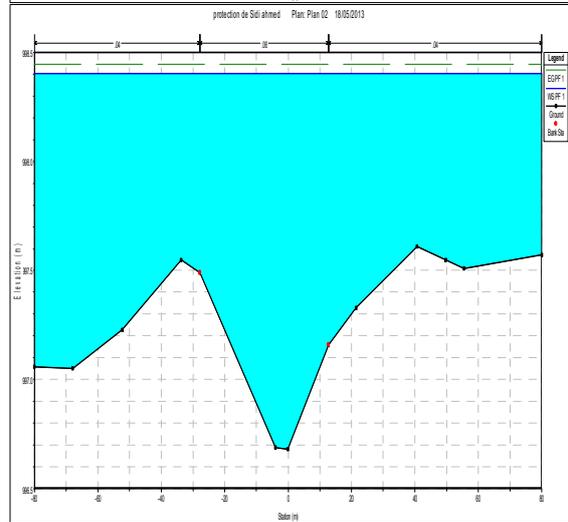
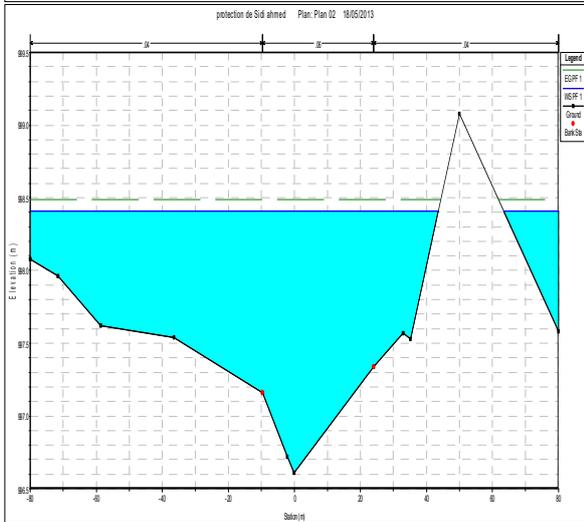
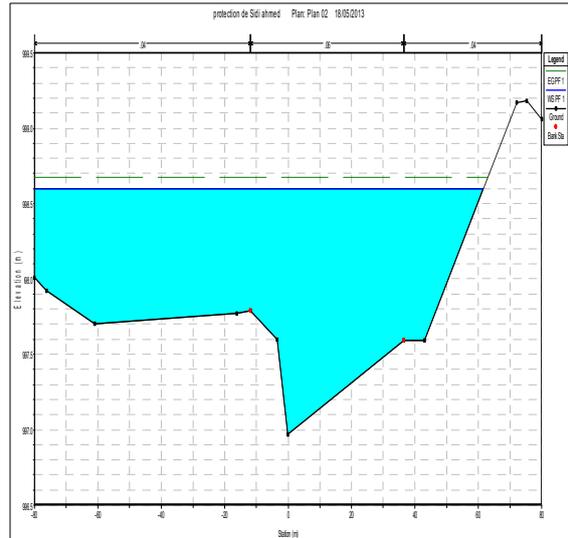
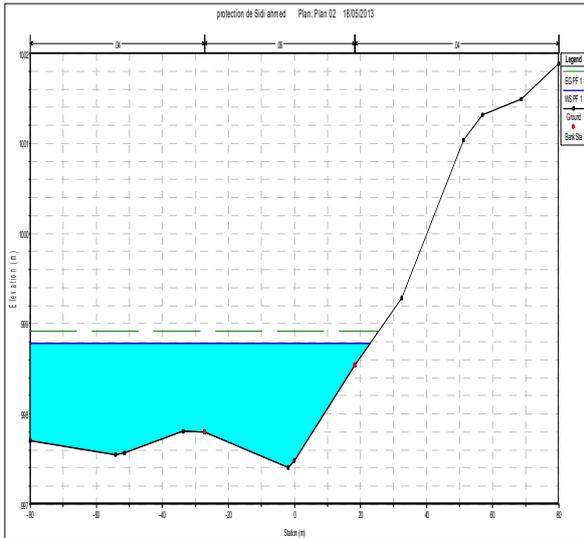
Le problème d'inondation de notre zone d'étude est dû à la faible pente de l'oued Sidi-ahmed et l'importance du débit d'apport.

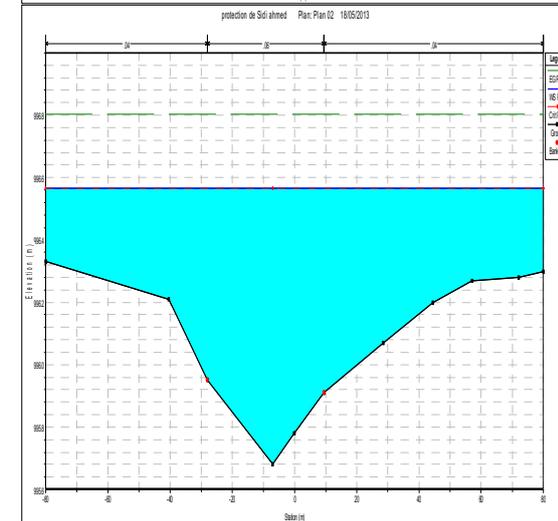
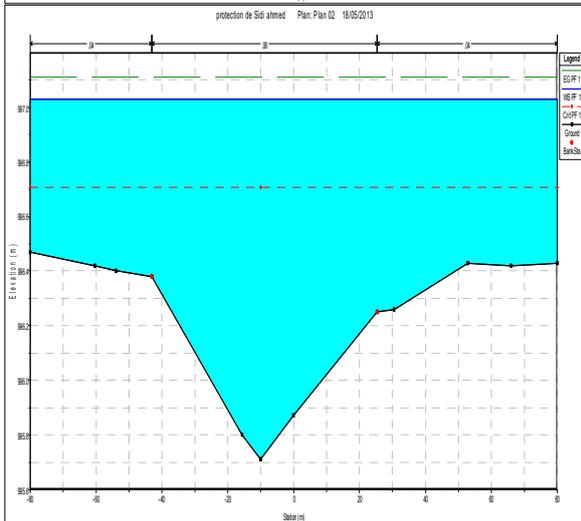
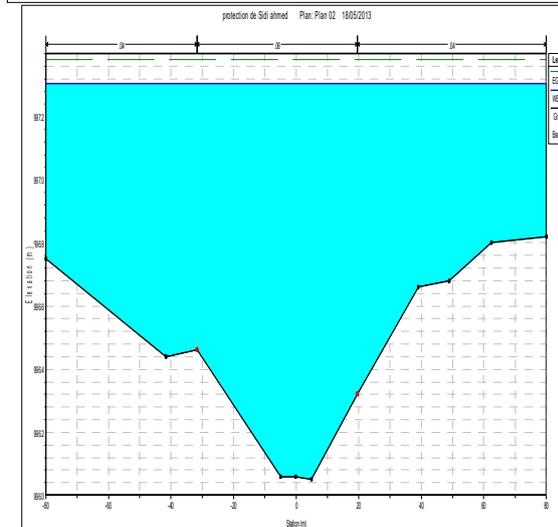
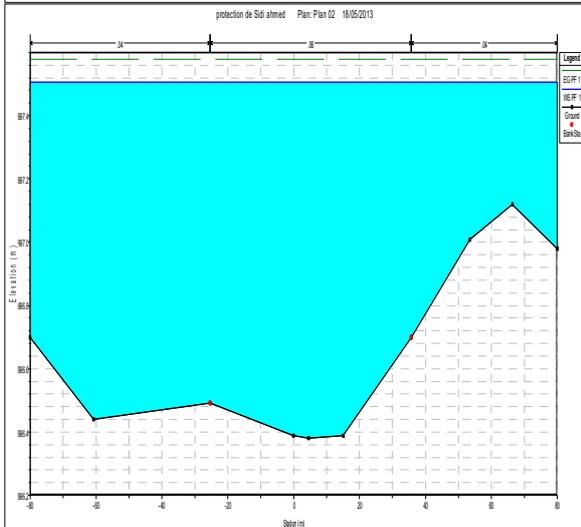
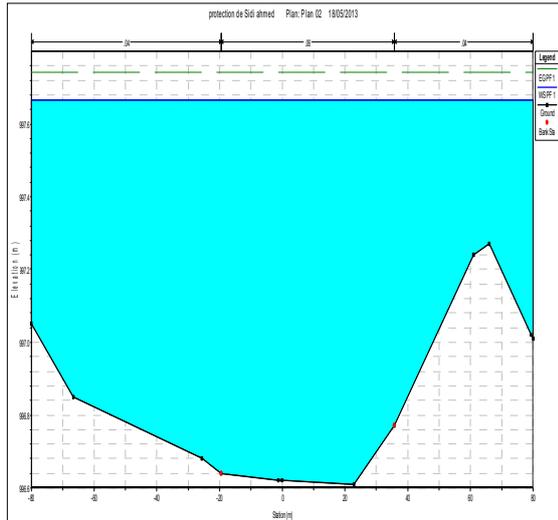
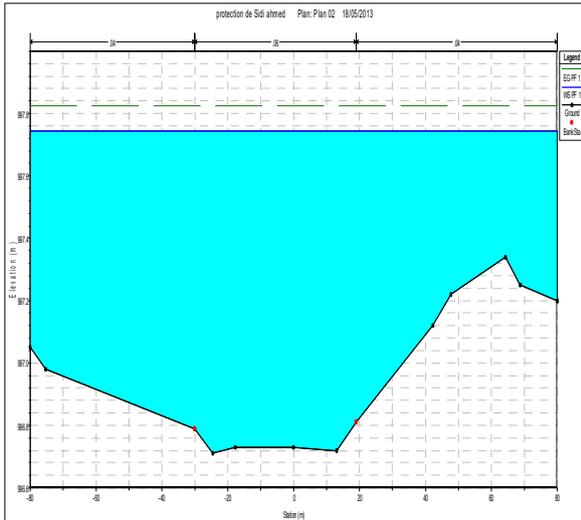
Pour mieux enrichir notre étude on a élaboré deux variantes pour avoir une vision sur les solutions disponibles, on a opté dans cette étude à une digue longitudinale qui est la plus convergente vers l'aspect technico-économique.

Enfin on espère que cette étude à toucher toute points essentiel du dimensionnement, On tien a dire que l'entretien de la digue est fortement conseillé afin d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage en question.

ANNEXES







Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Benaouadj, A(2011):** *Contribution à l'étude des inondations dans la vallée du M'Zab* (Wilaya de Ghardaïa). Mémoire de Magister. ENSH Algérie..134p.
- Bonnard et Gardel (1996):** *Etude hydrologique de l'Oued M'Zab*. Editeur : R. Kerbachi, Joumard, M. Boughedaoui, T. Goger.194p.
- Boudiaf, A (1996):** *Etude sismo-tectonique de la région d'Alger et de la Kabylie*. PhD. Dissertation, Université de Montpellier. France. 210p
- Bourrier, R (1991):** *Les réseaux d'assainissement, calculs applications perspectives*. Edition Lavoisier, collection Tec & Doc. Paris, France. 810p.
- Boumesseneh, A (2007):** *Les inondations dans la ville de BISKRA Causes et Impacts* .Mémoire de Magister. Univ. de Batna Algérie.120p.
- DGPC (Direction Générale De La Protection Civile) «Algérie», Bureau des risques naturels:** *Les inondations en Algérie*, 21p, disponible sur le site de la Direction Générale de la Protection Civile, <http://www.protectioncivile.dz>.
- Graf W. H., altinakar M. S (2000):** *Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux a géométrie*, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romanes. 628p.
- Laborde, J.P (2000):** *Eléments D'hydrologie De Surface* .Université De Nice. Sophia Antipolis. 476p.
- Lencastre, A,(2008).** *Hydraulique générale*, université nouvelle-lisbonne-Portugal. 633p.
- Llamas, J (1993):** *Hydrologie générale. Principes et applications*, 2^{ème} édition. Gaëtan Morin Editeur. Québec. Canada.527p.
- McCuen, R. H (2004):** *Hydrologic analysis and design*, 3rd edition. Pearson Prentice Hall. New Jersey. USA.. 859p.
- MEDD** (Ministère de l'écologie et du développement durable) « France », direction de la Prévention des pollutions et des risques, sous-direction de la Prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations, Août 2004, 20 p, disponible sur les sites, <http://www.ecologie.gouv.fr>
<http://www.prim.net>
- Meghraoui, M.:** *Blind reverse faulting system associated with the Mont Chenoua-Tipaza earthquake of 29 october 1989 (north-central Algeria)*. Terra Nova, 3, pp. 84-93.
- NRCS:** *Urban Hydrology for Small Watersheds*, TR-55. NRCS. Conservation engineering Division. USA. 1986. p163.
- Soil Consvration Service (SCS)** *National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology*. SCS, US department of Agriculture. Washington, Etat-Unis. (1972)
- Touaibia, B (2004):** *Manuel pratique d'hydrologie*. Edition Madani. Blida. Algérie..166p.

[Titre du document]

[Choisir la date]