

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D' AMENAGEMENT ET GENIE HYDARULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE METLILI
(W.GHARDAIA)CONTRE LES INONDATIONS**

PRESENTE PAR :

M^{lle} : IGUEDLANE SARAH

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr M.HASSANE	M .C.A	Président
M ^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
Mr I.ZAIBEK	M.A.A	Examineur
M ^{me} N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.HADJ SADOK	M .A.A	Promotrice

janvier - 2015

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.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice Mme : Hadj Sadok

Mes remerciements également à :

- ✓ Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;
- ✓ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;
- ✓ Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

OSAGRA

2014

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère Fatiha et mon père Yousef que Dieu me les garde);

A mes frères : Lotfi, Walid et surtout Mounir ;

A mon fiancé Cheikho ; et toute la famille « Boudali »;

A mes Ancles : Hcen, Hocine, Smail, Mohamed, Rachid, Islam, et surtout mouloud ; et Saadi

A mes chères tantes : Hacina et Zineb ;djamila ;farida ;zahra

A mes cousines : Amina et Wissam ;Wiza ; ;wahiba ;Salha et ces deux anges Maya et Rania .

A ma meilleur amie Hadjer ; et mes chers Amine, Belkacem, Mehdi ;Kadour, et surtout a Khaled ;

A toute la famille « Hadj Kassi » ; « Saidi » et surtout « Iguedlane »

A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2008 ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

OSARABE

2014

: _____

في عملنا هذا قمنا بدراسة من أجل حماية مدينة متليلي المتواجدة بولاية غرداية من الفيضانات.
هذه تتضمن هي :

- ❖ دراسة طبوغرافية للمدينة من أجل تحديد منطقة الخطر.
- ❖ القيام بعملية تشخيص منشآت الحماية الموجودة.
- أخير سة المشروع مع كافة المنشآت الأساسية والثانوية لة لحماية المدينة من الفيضانات.

Résumé:

Notre travail a pour objectif de faire une étude de Protection contre les inondations de la ville de *METLILI*. Notre étude porter essentiellement sur trois parties séquentielles et complémentaires. En premier lieu, nous avons fait l'analyse des données topographiques du site pour localiser les zones critiques et mettre en relief les points noirs. Dans un second lieu nous sommes passés au diagnostic qui vise à relever les anomalies et les contraintes imposées sur site, dans le but de faire une présélection des variantes. Cette dernière étant faite, nous passons à la troisième partie qui consiste en la réalisation de notre projet avec ses ouvrages, principaux et annexes.

Abstract :

Our work has the aim of making a study of Protection against the floods of the town of *METLILI*. Our study will relate primarily three sequential and complementary parts. Initially, we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black spots. In a second place we passed to the diagnostic of areas which aims at raising the anomalies and the constraints imposed on site, with an aim of making a selection of the alternatives. The latter being made, we pass to the third part which consists of the realization of our project with its principal works, and appendices. In the end of this work we ended to a realisable project which appears more to be adapted to guarantee the protection of the town of *METLILI* against the floods.

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Introduction :	2
I-1)- Les inondations :	2
I-1-1)- Définitions :	2
I-2)- Types d'inondations :	4
I-3- Ampleur des inondations :	6
I-3-1- Les inondations à l'échelle mondiale :	6
I-3-2- Les inondations en Algérie : un phénomène récurrent :	8
I-4-les causes des inondations :	13
I-4-1-D'une manière Générale :	13
I-4-2-les causes des inondations en Algérie :	13
I-5-GESTION DU RISQUE INNONDATION :	15
I-5-1-La prévision :	15
I-5-2-La prévention :	16
CONCLUSION :	16

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION :	17
II-1- Données naturelle du site :	17
II-1-1-Situation géographique :	17
II-1-2- Limitrophe :	17
II-2- Aspect géomorphologiques.....	18
II-3- Aspect climatologique :	19
II-4- Aperçu topographique de la zone d'étude :	19
II-5- L'analyse démographique :	19
II-5-1- Répartition d'habitat le long de l'Oued	20
II-6- Aspect géologique et hydrogéologique.....	21
II -7-ACTIVITÉ SISMIQUE :	26
II -8-Réseau hydrographique	26
II -9-Aperçu historique des inondation cause par l'Oued Metlili :	26
Conclusion :	27

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction:	28
III -1-Le bassin versant :	28
III -1-1- Caractéristiques générales du bassin versant :	28
III -1-2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :	28
III-2- Caractéristiques climatique du bassin versant :	37
III-2-1- Température de l'air :	37
III-2-2- Vitesse de vent :	38
III-2-3- Humidité de l'air :	38
III-2-4 -Evaporation.....	39
III-3-Etude pluviométrique :	41
III-3-1 -Pluie moyenne annuelle.....	42
III.3.2 Répartition mensuelle de la pluie moyenne	43
III.3.3 Pluies maximales journalières	43
III.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières	43
III.3.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	46
III-4- Etudes des apports :	47
III-4-1- Apport moyen interannuel (A0) :	47
III-4-2 -Caractéristiques de l'écoulement	49
III.5.Etude de crues	52
III.5.1.calcul du débit maximum de crues par les formules empiriques	52
III.6.Le choix du débit maximum de crue	55
III.7.Etude des apports solides :	55
III.8 Hydrogramme de crue	56
Conclusion.....	58

Chapitre IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux

Introduction	59
IV -1-Constat de la situation et causes de débordement :	59
IV -1-1-Site Eddekhla :	59
IV -1-2-Site Souareg Bas :	61
IV -1-3-Site AHBESS EL ARCH:	61
IV -1-4-Site LAMSSARIF :	62
IV-1-5-Site Arieche Boussag :	63
IV -1-6-Site dit Elbabor :	64
IV -2-Reconnaissance des ouvrages existants :	65
IV -2-1-Digue d'étalage de crue :	65
IV -2-2-Protection des berges par des voiles en béton :	67
IV -2-3-Murette de protection :	67
IV -2-4-Protection des berges par gabionnage :	68
IV -2-5--Travaux de confortement des voiles en place	68
Conclusion :	69

Chapitre V : Calcul et Aménagement Hydraulique

INTRODUCTION	70
V.1.Le but d'aménagement	70
V.2.Propositions d'Aménagements	70
V.2.1.Protections directes (rapprochées)	70
V.2.2.Protections indirectes (éloignées)	71
V.3.Données de base existante pour l'aménagement	71
V.4.Débits de dimensionnement	71
V.5.Calcul hydraulique :	72
V.5.1.Généralités sur les écoulements à surface libre :	72
V.5.2.Dimensionnement des canaux	75
V.5.3.Calcul des paramètres géométriques	76
V.5.4. Notion de l'énergie spécifique, HS	78
V.5.6.Calcul de la ligne d'eau	81
V.5.7.Le choix du modèle de modélisation	82
V.5.8.Les zones inondables (terminologie et concepts)	83

V.5.9.Le code de calcul HEC-ras	86
V.5.10.Étapes de simulation par HEC-RAS :	86
V.5.11.Simulation de l'Oued METLILI à son état naturel	90
V.5.12.Choix des paramètres de dimensionnement	93
Conclusion.....	94

Chapitre VI : Etude de Stabilité

Introduction :	95
VI.1. Actions à prendre en compte.....	95
VI.2. Stabilité du canal :	96
VI.3. Les pressions agissant sur le canal :.....	97
VI.3.1: canal vide avec poussées des terres.....	98
VI.3.2.canal plein d'eau sans poussées des terres.....	98
VI.3.3. combinaison des deux cas.....	99
VI.4. calcul de ferrailage :	100
Conclusion.....	101

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Tableau I.1 : Habitations construites en zones inondables.....	14
--	----

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau II -1 : Population de la commune	19
Tableau II -2 : Taux d'accroissement en %.....	20

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1:Répartition en % de la surface élémentaire.....	31
Tableau III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	36
Tableau (III.4):Les différents types de températures :	37
Tableau (III.5): Vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation	38
Tableau III.6:Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1982/2012) ...	38
Tableau III.7:Humidité maximum et minimum	38
Tableau III.8 : Evaporation moyennes mensuelles	39
Tableau III.9 : Evaporation minima et maxima pour la moyenne de 5 jours consécutifs d'un mois donné.	40
Tableau III.10: Caractéristiques de la station de GHARDAIA.....	42
Tableau III.11: Répartition mensuelle des pluies moyennes	43
Tableau III.12: Caractéristiques de la station de GHARDAIA.....	45
Tableau III.13: Résumé les différentes précipitations pour différents périodes de retour	45
Tableau III.14 : l'Apport moyenne interannuelle.	49
Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.	52
Tableau III.16 : Valeurs du coefficient de ruissellement C	53
Tableau III.17 :Résultats des formules empiriques	55
Tableau.III.18 : Apports solides	56
Tableau III.19.Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	57
Tableau III .20: Valeur de δ en fonction du caractéristiques du bassin versant	57

Chapitre V : Calcul et Aménagement Hydraulique

Tableau. V.1. Probabilité (%) du risque d'inondation = $1-(1-1/T)^n$	84
Tableau V.2 : Valeurs de coefficient de Manning.	87
Tableau. V.3. Résultat de la simulation de l'oued à son état nature	90
Tableau. V.4. les résultat de la simulation de l'oued en canal trapézoïdale.....	93

Chapitre IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux

Tableau : VI. 1 : Force de sous pression W_L :.....	96
---	----

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Figure I.1 : Niveau de crue au niveau des lits de l'oued	3
Figure I.2 : Lits des cours d'eau	3
Figure I.3 : Topographie d'une plaine d'inondation	4
Figure I.4 : zone inondé par la remontée de nappe phréatique	4
Figure I.5 : Les inondations des crues torrentielles.....	5
Figure I.6 : Les inondations par stagnation des eaux pluviales	5
Figure I.7 : Inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain (Merabet, 2008).....	6
Fig. I- 8- Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007	7
Figure. I.9. Nombre d'inondations par pays durant la période 1974 – 2003	7
Fig. I-10- Nombre de personnes affectées par les catastrophes naturelles entre 2000 et 2007. 8	
Fig. I-11-: inondation de Bab el Oued (alger).....	9
Fig. I-13- inondations du Skikda 28 au 31/12/1984.....	10
Fig. I-14- Tindouf : Camp des réfugiés sahraouis détruit	11
Fig. I-15- Béchar : inondations du 10 Octobre 2008.....	11
Fig. I-16- Ghardaïa: inondations du 01-10-2008.....	12
Figure I.17: Distribution des perturbations par année en Algérie.	14

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure II.1 Vue générale de Metlili (Archives).....	17
Figure II.2-représentation de la Zone d'étude	18
Figure II.3 : répartition d'habitation par densité.	20
Figure II.4 Coupe géologique (sondage de Timoukret – Metlili)	22
Figure II.5- Prélèvement d'eau de la nappe albienne dans la w. de Ghardaïa.....	23
Figure II.6- Carte de niveau statique de la nappe phréatique de Metlili	24
Figure II.7-Carte piézométrique de la nappe phréatique de Metlili.	25
Figure II.8 : Photos prises au niveau du pont du centre ville lors de la crue de 2008.....	26

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued Metlili.....	29
Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued Metlili.....	31
Figure III. 3 : Courbe hypsométrique.....	32
Figure III. 4 : Température max et min. (Atlas de Ghardaïa, 2004)	37
Figure III. 5 : humidité relative maximum et minimum	39
Figure III. 6 : Evaporation moyennes mensuelles.....	40
Figure III. 7 : évaporation maximum et minimum.....	40
Figure III.8 : Carte en isohyètes moyennes annuelles du Sahara algérien.....	41
Figure III.9: Répartition annuelle des pluies	42
Figure III.10: Répartition mensuelle des pluies moyennes	43
Figure III.12: Ajustement à la loi de Log normal	44
Figure III.13: Courbe des pluies à courtes durées.....	46
Figure III.14: Courbe intensité fréquentielle.....	47
Figure III.15 : Hydrogramme de crue de projet (Q1%).	58

Chapitre IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux

Figure IV-2 : L'activité agricole au niveau du site.	60
Figure IV -3 : Nouvelle construction sur le lit d'Oued	61
Figure IV -4 : Rétrécissement du lit d'oued causé par l'activité agricole.....	62
Figure IV -5 : Site Lamssarif.....	63
Figure IV -6 : Site Arieche Boussag	63
Figure IV -7 quartier d'habitat au milieu de l'oued	64
Figure IV -9: Etat dégradé de la digue	66
Figure IV -10: Ensablement totale	66
Figure IV -11: Ensablement totale de la digue.....	67
Figure IV -12:voiles en béton.....	67
Figure IV -13:Murette de protection	68
Figure IV -14: représentation d'un gabionnage	68
Figure IV -15: Travaux de confortement des voiles	69

Chapitre V : Calcul et Aménagement Hydraulique

Figure. V.1.différent éléments géométriques des canaux	73
Figure. V.2.Définition de la charge totale H, et de la charge spécifique, Hs.	79
Figure. V.3.Courbe d'énergie spécifique, Hs=f(h), Q=Cte.....	80
Figure. V.4.Courbe des débits, Q=f(h), pour Hs=Cte.	81
Figure.V.6.Différentes pertes de charge dans un écoulement en lits composés)	83
Figure. V.7.Vues en section en travers et en plan d'une zone inondable.....	85
Figure V.8 : Fenêtre principale du logiciel HEC-RAS	86
Figure V.9: Création de nouveau projet HEC-RAS.....	87
Figure V.10 : introduction des données géométriques de l'oued Metlili	88
Figure V.11: Définition du tracé de l'oued et des sections.	88
Figure V.12: Définition du débit et des conditions aux limites.	89
Figure V.13: Fenêtres de simulation pour le régime permanent.	90
Figure V.14: Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long). ...	92

Chapitre IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux

Figure. VI. 1. Schéma donnant la Force de sous pression W_L	97
Figure. VI.2. Les poussées des terres agissant sur le canal	98
Figure. VI.3. Poussée hydrostatique.....	99
Figure .VI.4 : diagrammes des moments.....	100

Listes des planches

Planche N°1 : ROFIL EN LONG-AMENAGEMENT- DE L'OUED METLILI
W.GHARDAIA

Planche N°2 : ROFIL EN LONG-AMENAGEMENT- DE L'OUED METLILI
W.GHARDAIA

Planche N°3 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P57-P48

Planche N°4 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P48-P41

Planche N°5 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P40-P33

Planche N°6 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P32-P19

Planche N°7 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P18-P12

Planche N°8 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P11-P06

Planche N°9 : PLAN D'AMENAGEMENT DE L'OUED METLILI W. GHARDAIA
TRONÇON P05-P01

INTRODUCTION GENERALE

L'*ALGERIE* est l'un des pays confrontés au phénomène de crue et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique et constituent ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Plusieurs régions du pays menacées par ces catastrophes hydrologiques dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds. L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes des terrains agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par les eaux des oueds en crue.

Pour notre étude nous avons pris comme région d'étude la ville de *Metlili* qui est touchée par ce phénomène d'inondation de type torrentiel qui est due à des fortes averses de pluies ou des orages violents sur des bassins versants.

L'objectif de notre travail est d'étudier l'inondation de *METLILI*, et de traiter ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les données de bases et l'étude hydrologique qu'on doit faire.

Chapitre I

Généralités sur les inondations

Introduction :

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Il n'existe pas de régions susceptibles d'être prémunies contre de tels risques en raison de leur caractère imprévisible. En attendant, les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

I-1)- Les inondations :**I-1-1)- Définitions :**

a)- L'inondation : correspond à la submersion de terrains à la suite d'épisodes pluvieux importants ou d'accidents (rupture accidentelle d'un endiguement protégeant des terrains sous le niveau normal des eaux, rupture de barrage). L'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue. Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du **bassin versant** et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

b)- La crue : correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. Les fortes pluies engendrent une crue, parfois associée à une remontée de la nappe phréatique. On distingue deux grands types de crues :

- Les crues océaniques : sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges. La montée des eaux et la décrue sont lentes, progressives et donc facilement prévisibles. La durée des hautes eaux varie de plusieurs jours à quelques semaines selon la taille du bassin d'alimentation du cours d'eau et la durée des précipitations.
- Les crues torrentielles : résultent des précipitations de type orageux. Elles durent entre quelques heures et deux journées, et se produisent très vite après les pluies (moins de 24 h). Ces crues, plus fréquentes dans les zones de relief accidenté et dans les régions à climat méditerranéen ou tropical.

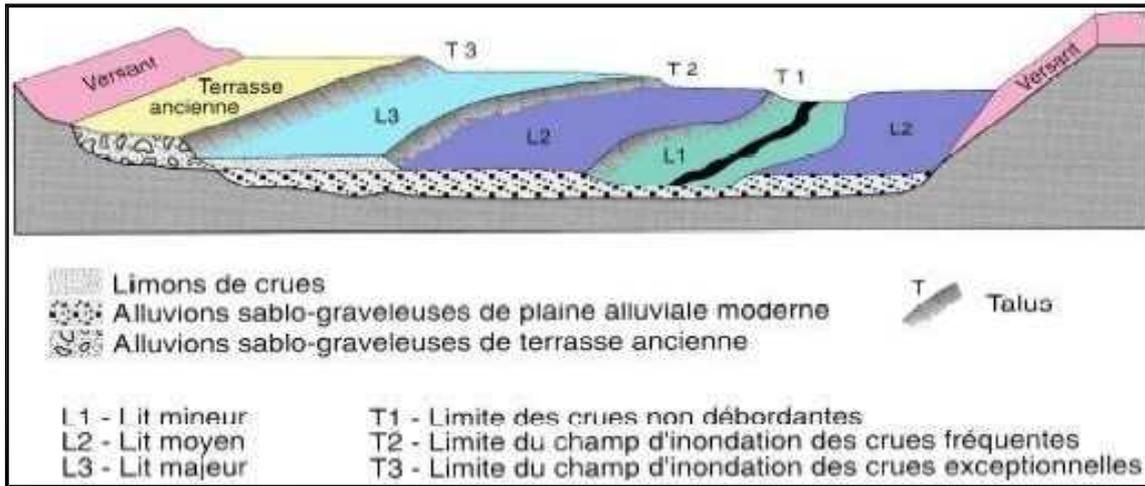


Figure I.1 : Niveau de crue au niveau des lits de l'oued

c)- **Lit mineur** : Espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement. Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son lit mineur (basses eaux et débit moyen annuel).

d)- **Lit majeur** : Espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue historique répertoriée. Il est occupé par un cours d'eau lors d'une inondation. Il peut-être scindé en deux zones :

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

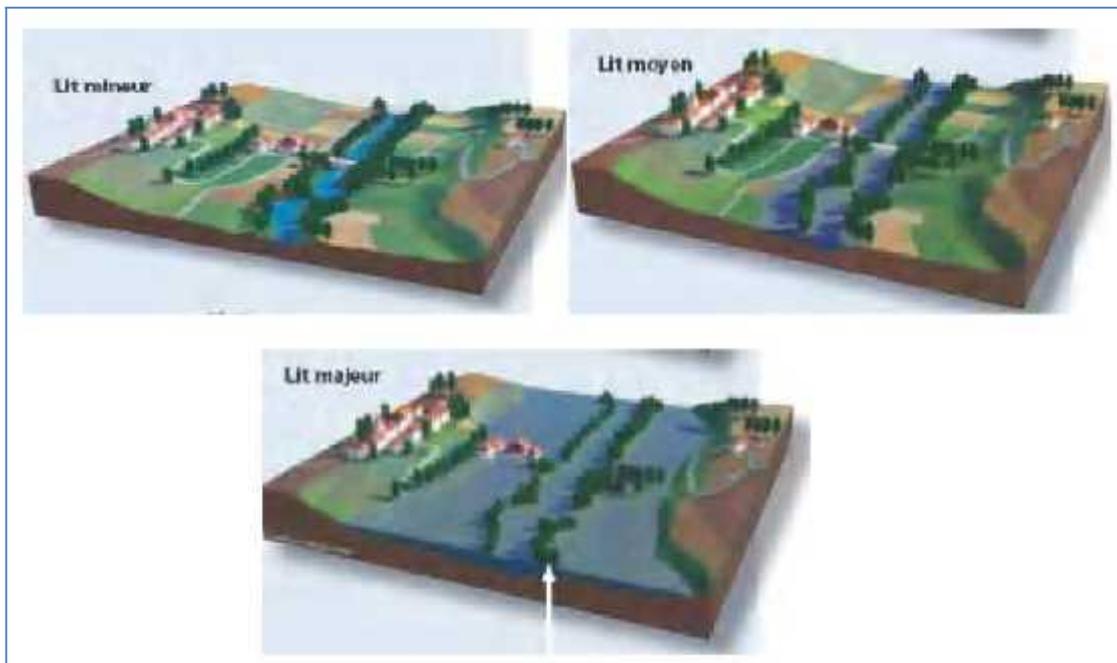


Figure I.2 : Lits des cours d'eau

e)- **Le bassin versant** : représente l'aire géographique d'alimentation du cours d'eau.

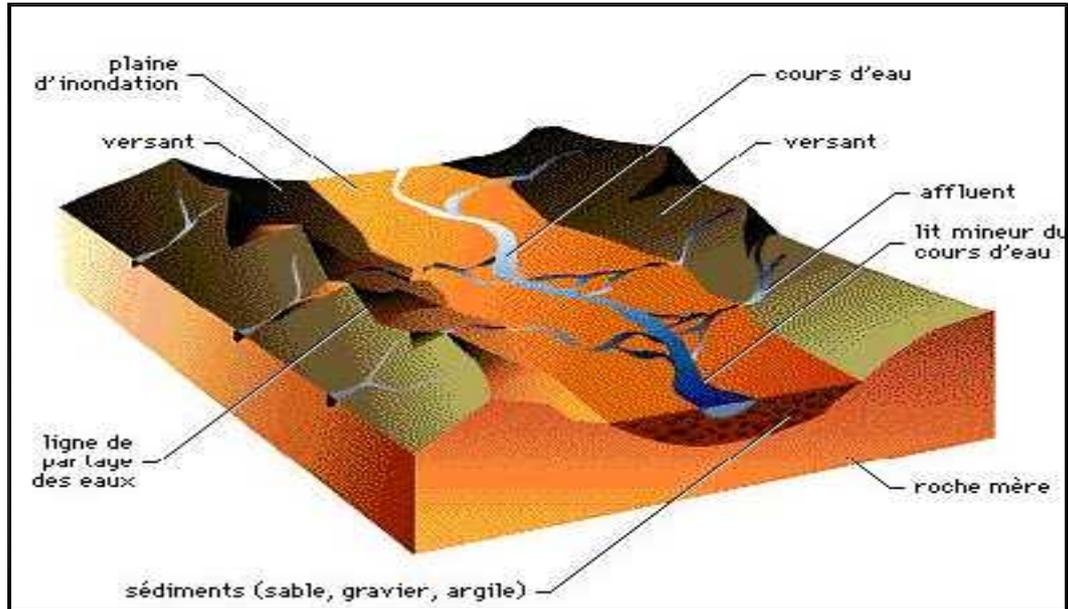


Figure I.3 : Topographie d'une plaine d'inondation

I-1-2)- Types d'inondations :

On distingue plusieurs types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne :

➤ **Montée lente des eaux en région de plaine :**

Les inondations de plaine se produisent lorsque la rivière sort lentement de son lit mineur et inonde la plaine pendant une période relativement longue. Il s'agit d'inondation par remontée de nappe phréatique. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés. (Fig. I.4).



- **Causée par une saturation de nappes phréatiques.**
- **Crue et décrue très lentes.**

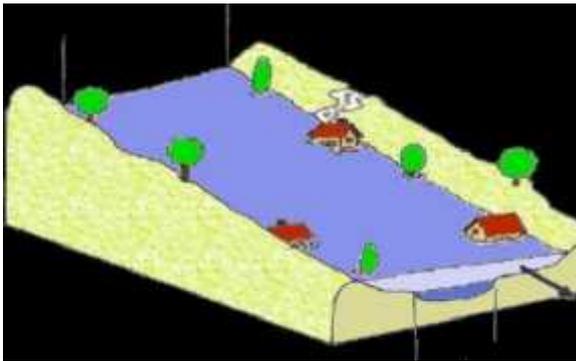
Figure I.4 : zone inondée par la remontée de nappe phréatique

Il existe deux types de débordements dans l'inondation en région de la plaine :

- Par débordement direct : Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur, les sites en bordure de cours d'eau sont le plus souvent inondés par un débordement direct. En fait, une rivière a deux lits : le lit mineur où les eaux s'écoulent en temps ordinaire, et le lit majeur incluant les zones basses situées de part et d'autre du cours d'eau. Après des pluies fortes ou persistantes, les rivières peuvent déborder et s'écouler à la fois en lit mineur et en lit majeur.
- Par débordement indirect : Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement ...

➤ **La formation rapide de crues torrentielles :**

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Ce phénomène se rencontre dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grande intensité.

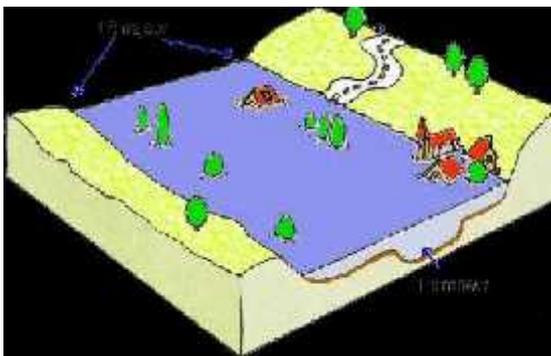


- **Crue très rapide sur un bassin versant à forte pente.**

Figure I.5 : Les inondations des crues torrentielles

➤ **Par stagnation d'eaux pluviales :**

La stagnation d'eaux pluviales est liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau d'eaux pluviales lors de pluies anormales (Fig.I.6)



- **Crue lente sur un bassin versant à faible pente.**

Figure I.6 : Les inondations par stagnation des eaux pluviales

➤ **Le ruissellement pluvial en secteur urbain :**

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un évènement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines (Fig. I.7)



- **Causé par des épisodes orageux violents**

Figure I.7 : Inondations par ruissellement pluvial en secteur urbain (Merabet, 2008)

➤ **Par destruction d'ouvrages:**

Ces inondations comprennent également les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues) et les inondations dans les estuaires. Ces dernières résultent de la conjonction de la crue des fleuves, de fortes marées et de situations dépressionnaires (régime de tempête).

I-3- Ampleur des inondations :

I-3-1- Les inondations à l'échelle mondiale :

La moitié des catastrophes naturelles mondiales sont des inondations. 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). 147457 personnes ont perdu la vie et les dommages ont été estimés à 372,5 milliards de \$ US.

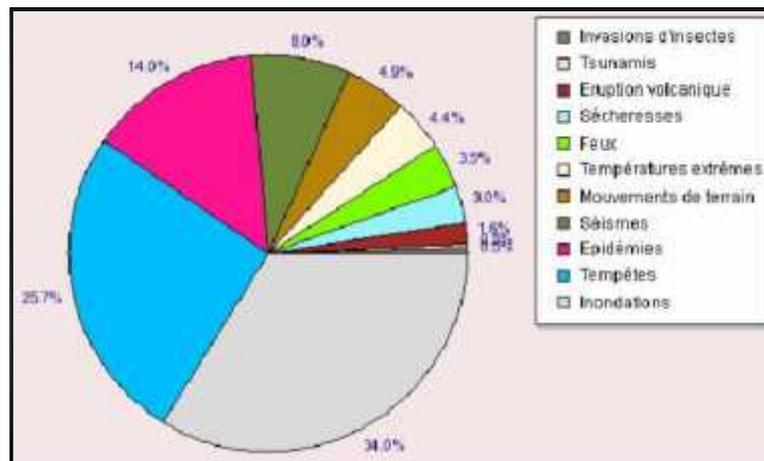


Fig. I- 8- Type de catastrophes naturelles survenues dans le monde de 1990 à 2007
 Source : CRED, 2007

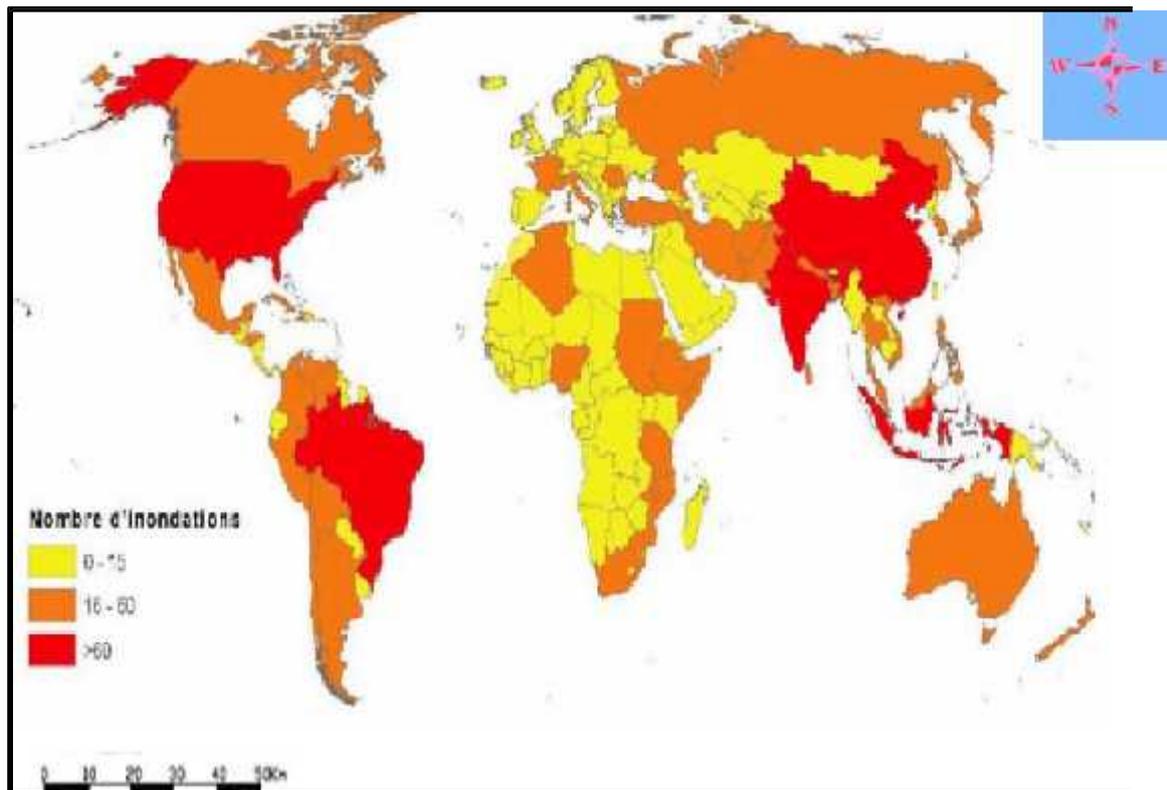


Figure. I.9. Nombre d'inondations par pays durant la période 1974 – 2003
 Source : CRED, 2007

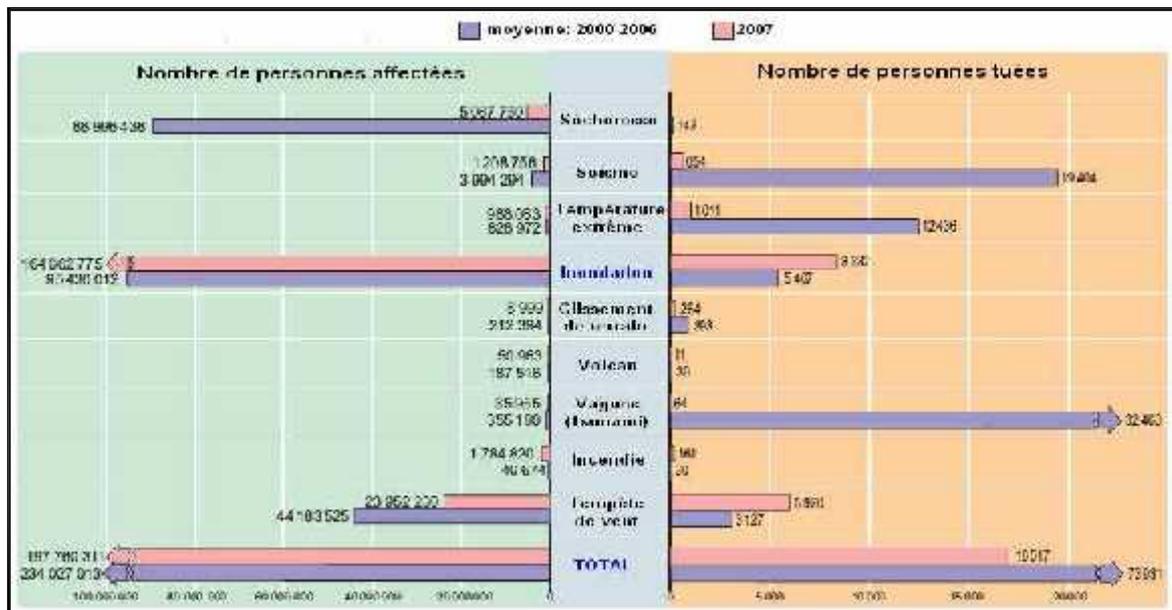


Fig. I -10- Nombre de personnes affectées par les catastrophes naturelles entre 2000 et 2007

Source : CRED, 2007

I -3-2- Les inondations en Algérie : un phénomène récurrent :

L'Algérie est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes et les glissements de terrains. Ces phénomènes provoquent des catastrophes et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Ces crues, variables dans le temps et dans l'espace, sont violentes, parfois rapides et soudaines (flash flooding) et surtout imprévisibles. Les inondations attribuables aux crues d'oueds et aux tempêtes de pluies se produisent dans toutes les régions du pays.

Pour illustrer le caractère catastrophique et la variabilité spatiale et temporelle de ces phénomènes en Algérie, on décrit ci-dessous quelques cas significatifs des inondations répertoriés dans diverses sources : CNES (2003), BORSALI et al. (2005), BOULGHOBRA (2006), ARGENCE et al. (2006) et presse nationale et internationale. Des exemples d'inondations dues à des systèmes d'orage comprennent entre autres celles qui ont dévasté Skikda en Décembre 1984, Alger (Bab el Oued) en Novembre 2001, Béchar en Octobre 2007 et Tindouf en Février 2006.

Les inondations de Novembre 2001 à Alger

Les pluies abattues sur Alger (Bab el Oued) entre le 9 et le 11 Novembre 2001 (262 mm dont 204 mm en 24 heures) ont provoqué l'une des inondations les plus dramatiques qu'a connue l'Algérie. Le bilan de la catastrophe s'est soldé par plus de 700 morts, 115 disparus et des milliers blessés. Les dommages aux biens (effondrement des constructions, coupures des routes et de l'électricité, renversement de voitures, liaisons ferroviaires interrompues entre

Alger et les autres villes) ont été estimés à 30 milliards de dinars algériens (300 millions de dollars). voir figure 11.



Fig. I -11-: inondation de Bab el Oued (alger) Source : GIOVANOLA et HERITIER, 2002

Les inondations de Décembre 1984 à Skikda

Qualifiées d'exceptionnelles, les inondations du 28 au 31 Décembre 1984 ont été parmi les plus graves enregistrées après celles de Novembre 1957 (fig12 et13) durant Les quelles la plupart des records de pluviosité ont été battus dans le bassin de l'oued Saf Saf (172.3 mm en 24 heures à Zardezas, 137.5 mm à Ramdane Djamel et 100 mm à Skikda).



Fig. I -12- Skikda – inondations de Novembre 1957 Source :
<http://ecolerusicade.free.fr/inond.html>

Les inondations de 1984 ont été également engendrées par des pluies abondantes et continues sur plusieurs jours. Les précipitations quotidiennes maximales ont atteint 137 mm à Zardezas, 97.6 mm à El Harrouch et 111.2 mm à Ramdane Djamel (archives de l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique-ANRH). Ces pluies exceptionnellement fortes ont été à l'origine de la montée, et par la suite, du débordement des eaux d'oued Saf Saf et ses principaux affluents à l'aval du barrage (fig14).



Fig. I -13- inondations du Skikda 28 au 31/12/1984

Source: un amateur, 1984

Les inondations du Sud

Des inondations plus isolées ou de grandes envergures ont également marqué le Sud du pays; c'est ce qui s'est produit dans les régions d'Illizi, Adrar et Tamanrasset en Mars 2005, à Tindouf en Février 2006, à Béchar en Octobre 2007 et 2008 et à Ghardaïa en Octobre 2008. Des averses torrentielles et brèves engendrent une concentration des eaux ruisselées dans les lits d'oueds et torrents, le plus souvent à sec (flash flooding), et peuvent provoquer des débordements particulièrement destructeurs.

A titre d'exemple, il a suffi d'une pluie quotidienne de 79 mm (soit la quantité enregistrée en deux ans) pour détruire 50 à 60% des infrastructures aux camps des réfugiés sahraouis à Tindouf entre le 9 et 11 février 2006 (fig. 15). D'après l'évaluation de l'agence du Haut Commissariat des Nations Unies pour les réfugiés (HCR) à Tindouf, au moins 70% des stocks de la nourriture des familles ont été ruinés.



Fig. I -14- Tindouf : Camp des réfugiés sahraouis détruit

Source : <http://www.reliefweb.int/>

Suite à de très fortes intempéries qui ont duré plus de 3 jours (oueds Mâadar, Zouzfana et Bechar en crues), la wilaya de Béchar a subi le 18 Octobre 2007 des dommages considérables. En plus des deux victimes emportées par les eaux, les infrastructures de base ont été fortement endommagées (lignes téléphoniques coupées, circulation automobile arrêtée, routes bloquées suite à l'effondrement de plusieurs dalots et ponts, infiltrations des eaux dans plusieurs habitations). En moins d'une année, la ville de Bechar a été frappée, encore une fois par l'inondation du 10 Octobre 2008 causant la mort de 8 personnes et des dommages importants. Cette dernière a été la plus grande depuis 1959 (fig. 16).



Fig. I -15- Béchar : inondations du 10 Octobre 2008

Ces pluies 'diluviennes' ont également provoqué un arrêt de l'approvisionnement des produits alimentaires à partir du Nord pendant plusieurs jours, ce qui a engendré un renchérissement sur les prix de ces produits alimentaires, notamment les légumes (El Watan, Edition du 24 Octobre 2007).

Dans la majorité des cas, la météorologie est un facteur déterminant dans la genèse des crues. En effet, ces inondations sont, en général, engendrées par des épisodes pluvieux généralisés (pluies orageuses) longs (plusieurs heures, voire plusieurs jours) ou spontanées ; vingt minutes seulement ont suffi aux pluies 'diluviennes' du 01-10-2008 pour causer la mort de plus de 34 personnes et transformer en ruines la vallée du M'zab à Ghardaïa (fig. 19), totalement inondée par des eaux boueuses (El Watan, Edition du 04-10-2008).



Fig. I -16- Ghardaïa: inondations du 01-10-2008

Le cumul pluviométrique atteint lors de ces événements est très supérieur aux capacités de stockage des obstacles à l'écoulement (barrages, retenues collinaires et bassins de rétention), aux capacités de rétention des sols et aux capacités d'évacuation des oueds ; le débit de l'oued M'Zab, enregistré le 1er Octobre 2008, a été de l'ordre de 900 m³/s (crue centennale) et la hauteur de submersion a atteint par endroits les 8m.

I-4-les causes des inondations :**I-4-1-D'une manière Générale :**

Parmi les causes fondamentales à l'origine de ces catastrophes, il convient de citer notamment:

- une situation météorologique particulière se traduisant par une forte pluviométrie ;
- une défaillance des réseaux d'évacuation ;
- des gonflements d'oueds par des décombres et détritiques ;
- des constructions qui dévient le cours naturel des oueds ;
- l'extension urbanistique des villes dont certaines se sont développées près et au flanc des montagnes, telles que Ain Défla, Batna, Médéa, et d'autres qui se trouvent actuellement traversées par des oueds telles que Sidi Bel Abbés et Bordj Bou-Argeridj.

I-4-2-les causes des inondations en Algérie :

Plusieurs régions sont soumises aux inondations se manifestant de façon catastrophique et constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. D'après le recensement effectué par les services de la protection civile, une commune sur trois (485 communes) est susceptible d'être inondée en partie ou en totalité. Ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus destructrices, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. On peut résumer les causes des inondations en Algérie par :

A- Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations

Les villes Algériennes sont caractérisées par un système hydrographique endoréique. Elles sont par ailleurs en situation déprimée constituant ainsi un réceptacle à une grande partie des écoulements pluvieux. Le développement rapide et souvent incontrôlé des villes a rendu l'ensemble des réseaux techniques caduc et en particulier le réseau d'assainissement qui ne répond pas plus aux besoins d'évacuation des eaux domestiques et pluviales. Ce déficit est particulièrement accru dans le secteur où le réseau est unitaire. Cette situation rend certains secteurs des villes hautement vulnérables aux risques d'inondation et aux risques environnementaux. (Yahiaoui, 2012)

B- Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)

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

vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales.

Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévères" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Yahiaoui, 2012). (Fig.8).

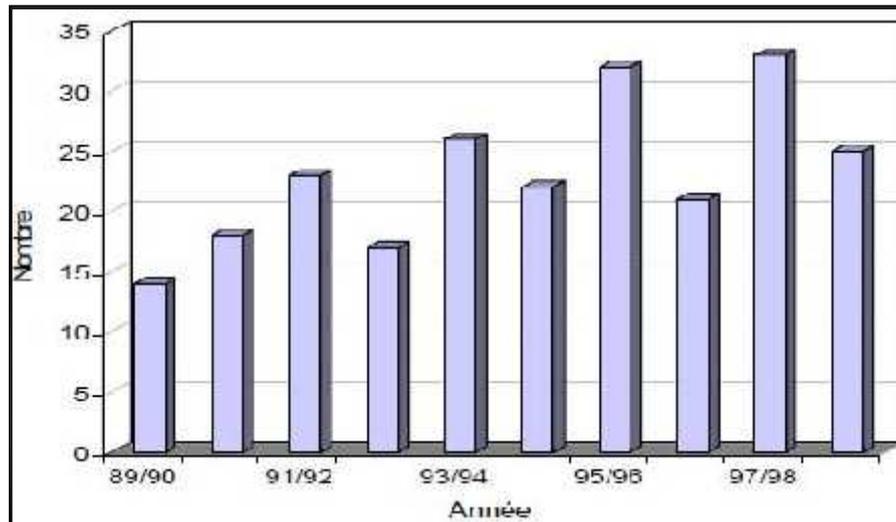


Figure I.17: Distribution des perturbations par année en Algérie.

C- Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières

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

Tableau I.1 : Habitations construites en zones inondables

Wilaya	Nombre de constructions
Chlef	2248
Laghouat	3083
Batna	16261
Bedjaia	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Alger	14545+ quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Setif	1261
Skikda	4009
Médèa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
El-Taref	2370
Tissemsilt	1340
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain- Defla	7772

Source : Ministère de l'intérieur (2002)

I-5-GESTION DU RISQUE INNONDATION :

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

I-5-1-LA PREVISION

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 manifesterà. 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-5-2-LA PREVENTION

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 :

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifesterait. Les meilleurs moyens de se prémunir des dommages d'une inondation restent 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 provoqués que par le nombre de personnes concernées, ainsi que l'incidence financière considérable. L'application de tous les moyens doit être cohérente localement et en échelle du bassin versant. La prévision des inondations consiste donc principalement en une observation continue des précipitations.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

A la fin de 10^{ème} siècle, les tribus des BENI-HILAL venant du sud de l'Egypte s'installèrent dans les régions du sud-Algérie, parmi eux les CHAAMBAS, en tant que tribus d'éleveurs d'ovins et des chameaux, ils traversèrent les pâturages de la "CHEBKA" jusqu'au sud d'EL-MENIA et vers OUARGLA.



Figure II.2 Vue générale de Metlili (Archives)

II-1- Données naturelle du site :**II-1-1-Situation géographique :**

La ville de Metlili, , est située à 40 Km au sud du chef lieu de la wilaya de Ghardaïa. Elle occupe une superficie de 7300 km².

Administrativement la commune de METLLILI possède les limites suivantes :

- Au nord par les communes d'El ATTEUF et ZELFANA.
- Au sud par la commune de SEBSEB.
- A l'Est par la wilaya d'OUARGLA
- A l'ouest par la wilaya d'EL BAYADH.

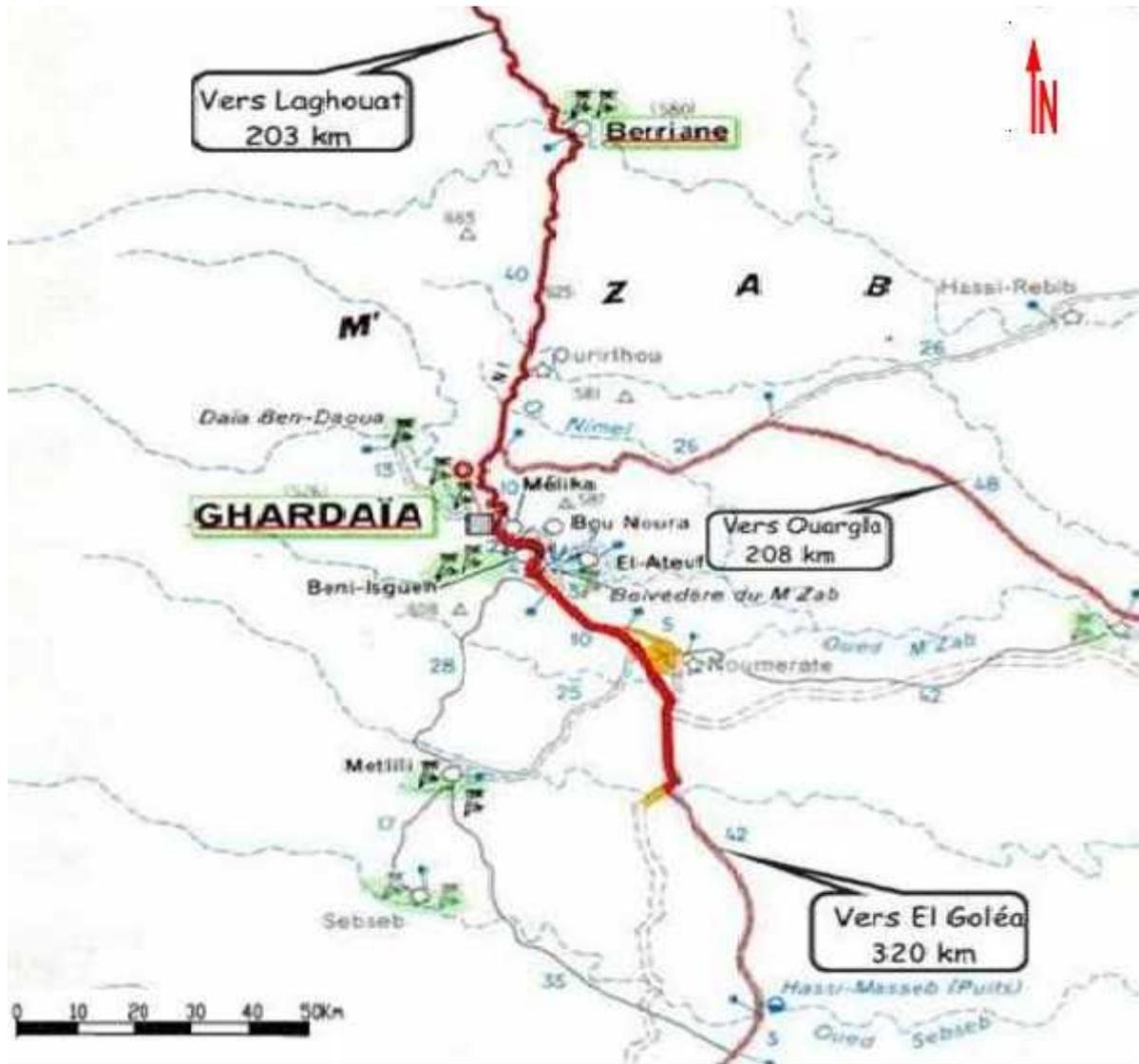


Figure II.3-représentation de la Zone d'étude
(bureau d'étude)

II-2- Aspect géomorphologiques

La Commune de Metlili se prolonge le long d'Oued Metlili constituant une vallée caractérisée par une ramification très intense à travers les dalles des calcaires du Turonien et Sénonien. En effet on peut distinguer :

- Le plateau caractérisé par une faible pente ($i=3\%$) comportant quelques micros dépressions.
- Les versants des chaabats caractérisés par une pente importante ($i=25\%$) et une faible capacité d'infiltration.
- Les fonds des chaabats ($i=2-3\%$), pouvant comporter un léger remplissage alluvionnaire ou détritique.

Entre le lit d'oued et le relief se trouve le tissu urbain tout le long des abords de la vallée.

II-3- Aspect climatologique :

Le climat de la région est classé aride, avec une pluviométrie faible et aléatoire, dont la moyenne annuelle atteint rarement 70 mm. La température est caractérisée par une amplitude

journalière et saisonnière importante, dont l'extrême min est de $-1.5\text{ }^{\circ}\text{C}$, et celle de max $50\text{ }^{\circ}\text{C}$. La moyenne annuelle est de l'ordre de $22\text{ }^{\circ}\text{C}$. En hiver les vents dominants sont de type saharien, ces vents sont froids. En été, les vents sont chauds et secs. Dans l'année les vents dominants sont de direction Nord-Ouest à Sud-Est. Les vents de sable fréquents se produisent en printemps et en automne, dont la fréquence annuelle est de 20 j / an.

II-4-Aperçu topographique de la zone d'étude :

Notre zone d'étude s'étale sur 18km, elle représente la zone occupée par les habitations le long de l'Oued Metlili. Elle se situe entre la cote 545m et 476m soit une pente moyenne du cours d'eau sur la zone urbaine de 0,4%. Selon le profil en long de l'Oued on constate que les pentes sont plus au moins importantes en amont et faibles sur la zone urbaine. Les affluents d'Oued Metlili sont caractérisés par des pentes importantes qui contribuent à l'augmentation des vitesses d'écoulement et par conséquent l'évolution

II-5- L'analyse démographique :

La démographie d'un territoire met en jeu son développement car ce sont les hommes qui façonnent le cadre de vie, les réseaux de mobilités, l'économie locale comme l'organisation sociale. La population totale de la commune de METLLILI est estimée d'après le recensement préliminaire provisoire de l'année 2008 à 40 983 habitants contre 40 569 en 2005 soit un taux d'accroissement de l'ordre de 2.4%.

L'évolution de la démographie jusqu'en 2008 de la région d'étude est résumée dans le Tableau II -1

Tableau II -1 : Population de la commune

Année	1987	1993	2001	2005	2008
METLILI	24200	30 146	36 632	40 569	40 983

Source: Recensement Général de la Population et de l'Habitat

Le taux d'accroissement donné par le tableau II -2 est calculé par la formule suivante :

$$\tau = \left(\frac{P}{P_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Où :

P : Population future ;

P_0 : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte ;

: Taux d'accroissement.

Tableau II -2 : Taux d'accroissement en %.

Année	1987	1993	2001	2005	2008
Taux d'accroissement	3.60	3.30	3.17		2.4

ONS : Office National des Statistiques

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

La commune de METLLILI couvre une superficie de 5010 km², soit une densité de peuplement de 5.69 habitants/km². Cette densité moyenne de peuplement de la commune est très faible.

II-5-1- Répartition d'habitat le long de l'oued

Nous avons identifié trois zones de densité d'habitation :

- Zone de forte densité qui constitue le centre-ville
- Deux zones de faible densité représentées par les deux extrémités de la ville

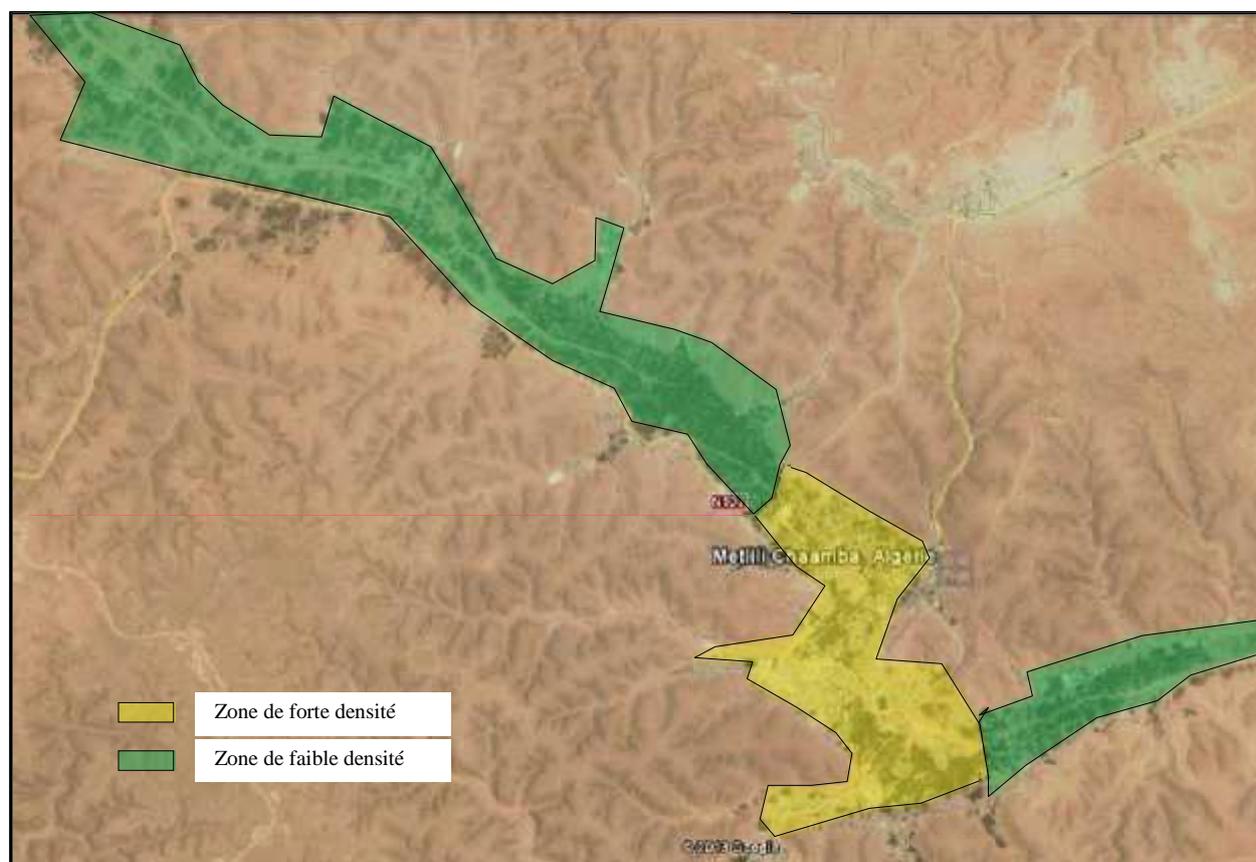


Figure II.5 : répartition d'habitation par densité (bureau d'étude)

II-6- Aperçu géologique et hydrogéologique :

La vallée de Metllili fait partie de la région centrale de la Chebka du M'Zab, cette dernière se caractérise par un relief cisailé, raviné et serpenté d'innombrables oueds. Le substratum géologique est constitué de calcaires, dolomies et marnes d'âge Turonien. On distingue aussi, le long de la vallée des dépôts alluvionnaires d'âge quaternaire. Ces alluvions sont constituées de sables fins et grossiers (mêlés à des limons et des argiles), gravillons, galets consolidés. Cette formation superficielle (15 m), contient une nappe phréatique plus ou moins profonde, exploitée par des puits donnant de faibles débits. En profondeur (450 m) la formation de continental intercalaire réserve la nappe albienne qui constitue la ressource principale d'eau potable (Source PDAU).

Les principales ressources en eau de la wilaya sont d'origine souterraine. Elles sont contenues dans deux types d'aquifères ; les nappes phréatiques superficielles d'Inféra flux (phréatique), et la nappe profonde captive du Continental Intercalaire dite albienne.

Du point de vue géologique, la wilaya de Ghardaïa est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau subhorizontal de massifs calcaires d'âge Turonien appelé couramment " la dorsale du M'zab". L'épaisseur de ses massifs calcaires recoupés par les sondages est de l'ordre de 110 mètres. Sous les calcaires turoniens on recoupe une couche imperméable de 220 mètres formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens. L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Elle abrite des ressources hydrauliques considérables, l'épaisseur est de l'ordre de 300 mètres. La nappe de cet étage est captée par des forages avec succès, elle constitue la principale ressource en eau dans la région (fig. II.6).

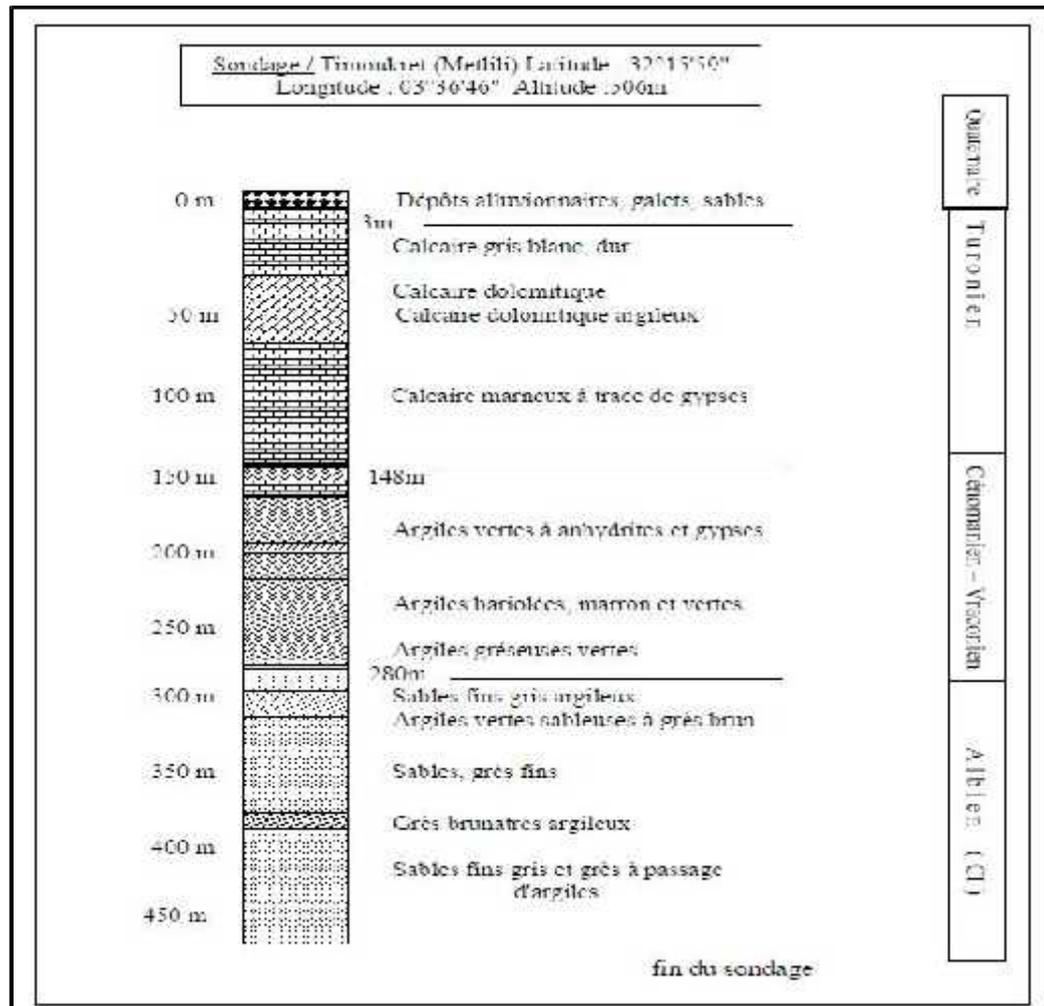


Figure II.6 Coupe géologique (sondage de Timoukret – Metlili)

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond de la vallée de l'oued d'une épaisseur de 20 à 35 mètres. Ces alluvions s'abritent la nappe superficielle de l'Inféro-flux (nappe phréatique), elle est captée par des puits traditionnels, et arrive juste à satisfaire les petites palmeraies limitrophes.

- **Prélèvement d'eau des nappes phréatiques :**

Dans la région, l'inféro-flux est encore exploitée notamment en aval bien que le niveau statique de la nappe est élevé (plus de 25 mètres au-dessous du sol). Bien que le nombre des puits exploités n'est pas exactement connu, ainsi que la durée du pompage, on peut avancer et dire que le nombre est de 1100 puits environ, avec un débit unitaire moyen de 5 l/s, le pompage dure généralement 6h par jour, ce qui nous donne un volume d'eau extrait quotidiennement de 108,5 m³ soit un prélèvement annuel de 39.582,5 m³. Ce qui laisse dire que la nappe phréatique de Metlili a un apport d'eau appréciable. (bureau d'étude)

- **Prélèvement de la nappe phréatique a la vallée de Metlili :**

Dans la vallée de Metlili on compte 14 forages captant la nappe avec un débit total journalier de 29.844 m³/j soit 10,89 hm³/an. Le prélèvement total de la commune est de l'ordre de 13,10 hm³/an (Figure II.7).

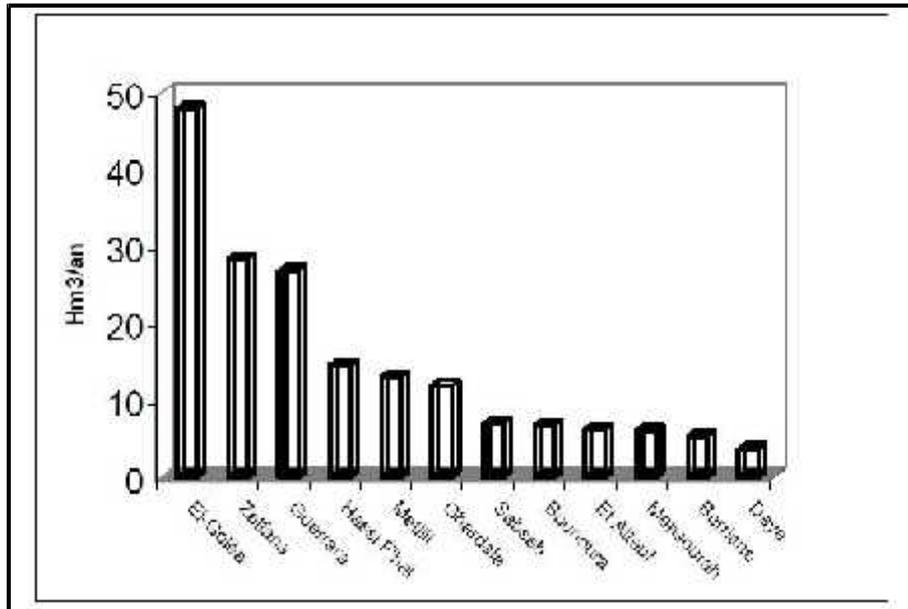


Figure II.7- Prélèvement d'eau de la nappe albiense dans la w. de Ghardaïa.

- **Carte de niveau statique :**

En amont de la vallée le niveau statique est élevé, 35 à 30 mètres au niveau de Timedakssine, il diminue progressivement vers l'Est, de 29 à 27mètres à El Hadika, et de 20 à 15m à Rezigui et Souani. En aval il atteint 10 à 6 mètres.

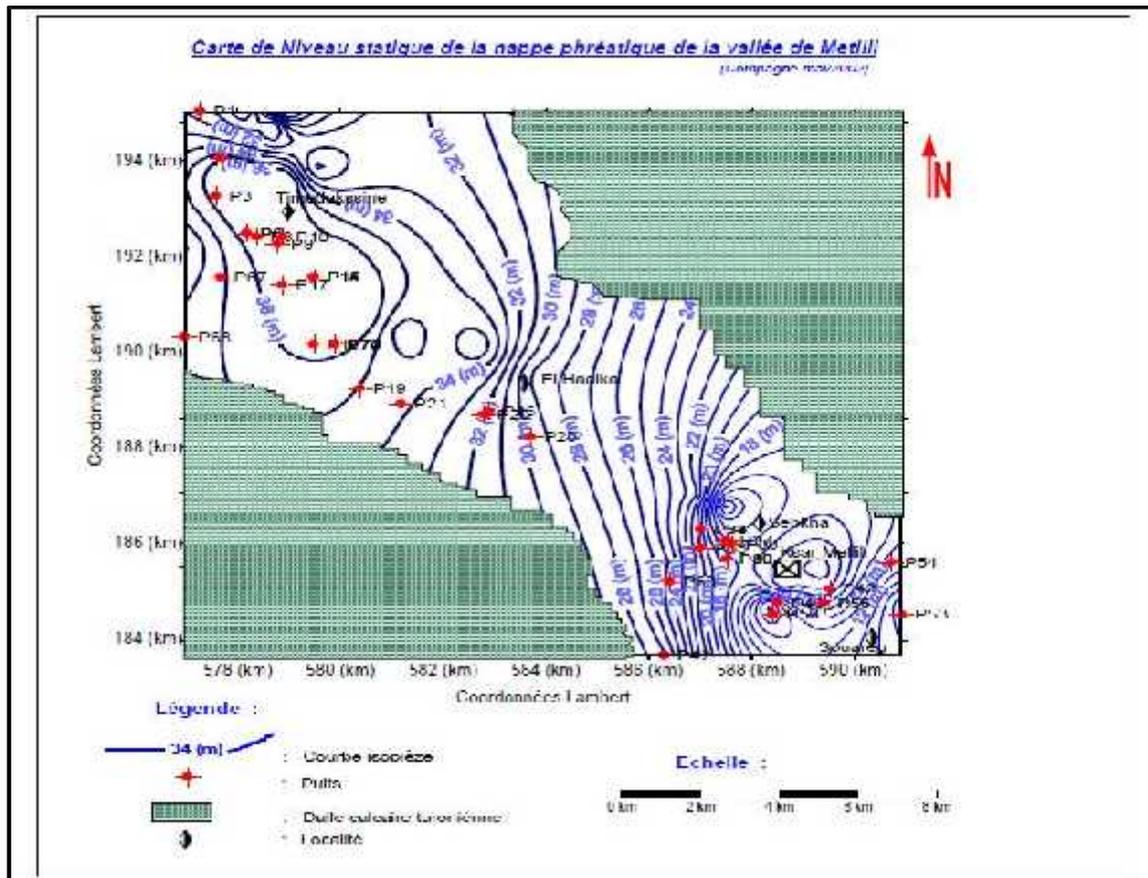


Figure II.8- Carte de niveau statique de la nappe phréatique de Metlili
(Bureau d'étude)

- **Piézométrie de la nappe phréatique :**

La carte de niveau piézométrique dressée par le logiciel "surfer" montre un écoulement général des eaux de la nappe de l'Ouest vers l'Est le long du lit de l'Oued identique aux écoulements de surface. D'une piézométrie de 590 mètres à Timedakssine en amont de la nappe; elle s'abaisse progressivement vers l'Est pour atteindre la cote 470 mètres en aval au niveau du Souareg, ce qui représente une chute de pente d'environ 5 mètres pour 2 km. Le gradient hydraulique est de 2,5‰ en amont et de 3,5‰ en aval.

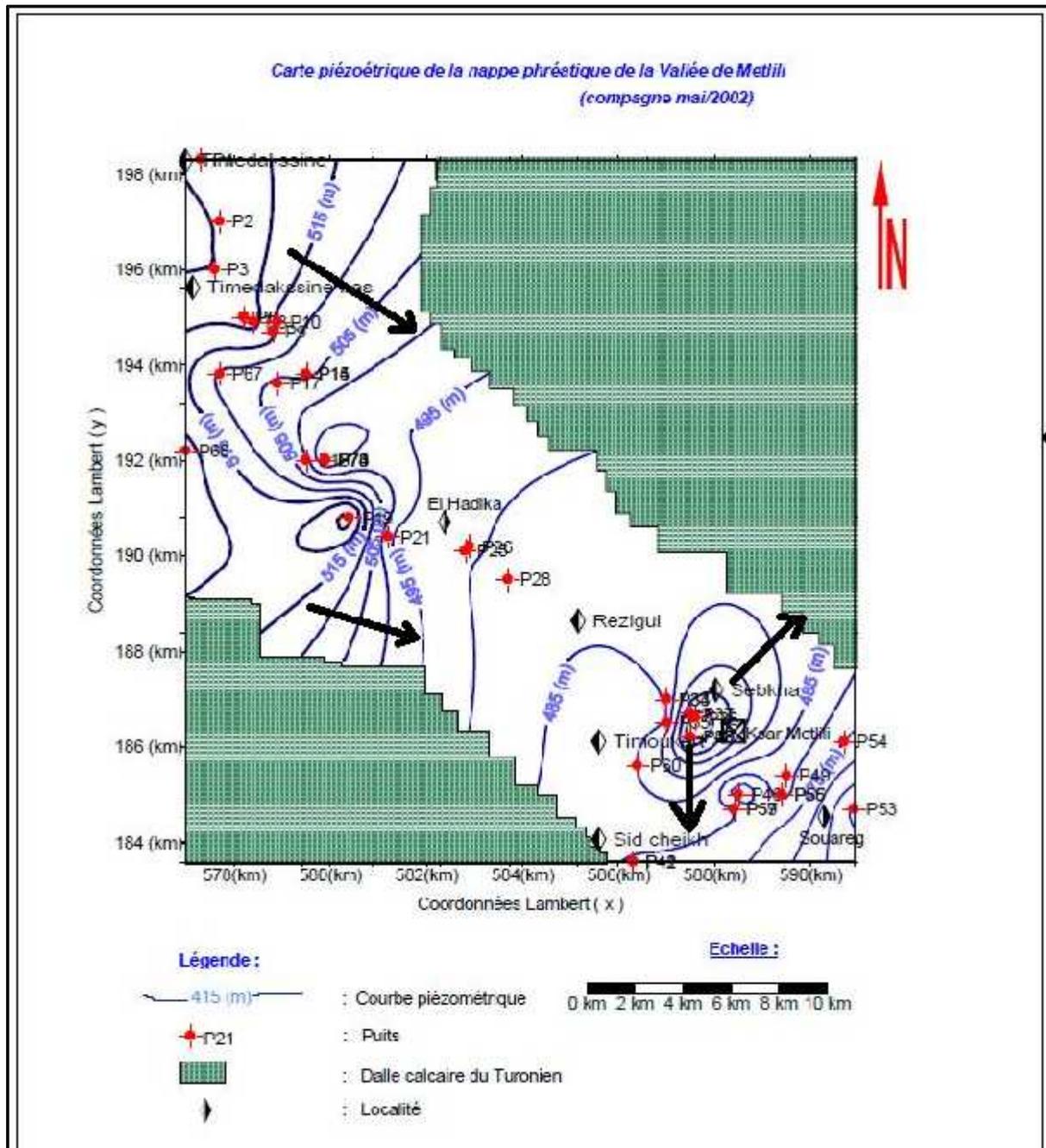


Figure II.9-Carte piézométrique de la nappe phréatique de Metlili.

(bureau d'étude)

L'allure des courbes iso-pièzes met en évidence une nappe radiale à écoulement convergent, perturbée en quelques endroits. On distingue deux types de perturbations :

1- dépression de la surface piézométrique localisée au niveau de la région d'El Hadika, provoquées probablement par des pompages intensifs, étant donné que cette région est connue par une forte activité agricole.

2- dôme piézométrique, représenté par une surélévation de la surface piézométrique localisé au niveau de la région de Sebkha – ksar Metlili, elle est due vrai semblablement à une alimentation extérieure de la nappe par l'infiltration des eaux usées (réseau d'assainissement

dégradé) ou par les fosses septiques. La région est une zone urbaine à forte densité de population.

II -7-Activité sismique :

D'après le RPA et en se basant sur la nouvelle carte de zonage établie en 2003, on constate que notre site d'étude se classe dans la zone 0 où la sismicité est nulle (voir carte en annexe 1).

II -8-Réseau hydrographique

En vue de sa situation topographique la ville de Metlili est traversée par un réseau hydrographique très dense qui rejoint oued Metlili, ces petits bassins versants et les affluents sont la source de ruissellement intense. Ces bassins sont généralement urbanisés et même occupés par l'activité agricole. Les flux ainsi générés doivent traverser l'agglomération en empruntant le réseau de rues et de ruelles pour rejoindre Oued Metlili. Le bassin du Metlili limité à l'oasis du même nom, ne dépasse pas 400 km². Comme les précédents il est mal délimité dans sa partie orientale, appartenant au domaine du Pliocène continental, par suite des caractéristiques de cet étage géologique sous cette latitude. D'une longueur total de 214kms, l'Oued Metlili est barré à 134 kms de son origine par le cordon dunaire de l'Areg Rhanem. Plus en aval, son lit est parsemé de daïas qui absorbent une partie des eaux de ruissellement dont la plus importante est la DhaiaGhemta.

II -9-Aperçu historique des inondations causées par oued Metlili :

Par manque de station de mesure au niveau de l'oued, il était contraint dans cette partie de procéder à des enquêtes au niveau des riverains afin d'apprécier l'ampleur du phénomène de débordement de l'oued et les dégâts qui peuvent être générés dans le future.

A travers cette démarche, nous avons constaté que le débordement de l'oued est très fréquent mais le plus important a été enregistré lors de la dernière crue (2008) où le niveau d'eau a atteint des hauteurs extrêmes (débordement du pont du centre ville) et a remis en cause l'ensemble des aménagements qui ont été réalisés notamment les petites murettes le long des deux rives et qui ont bloqués les eaux pendant des journées au moment de la décrue.



Figure II.10 : Photos prises au niveau du pont du centre ville lors de la crue de 2008

Le document ; « Dubief » signale qu'à la suite des pluies très importante survenue le 24 Avril 1952 l'oued Metlili a eut une crue extrêmement violente qui a atteint la zone de Metlili, cette ville peut rester en eau plusieurs semaines. Ce même document fait état de plusieurs débordements de l'oued entre l'année 1921 et 1952 (28 mois de Crue) avec une fréquence moyenne annuelle, mais elles sont irrégulièrement répartie dans le temps. ces différents crues sont présentés dans le tableau (voir annexe 02)

A partir de 1952 nous n'avons trouvé aucun document qui décrit un historique des crues de l'Oued Metlili.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction:

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois états : gazeux, liquide et solide ; l'une de ses branches principales est consacrée à l'analogie du débit des crues d'eau. Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables dès le début de la mise sur pied des projets d'usines hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation et de navigation fluviale. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une saine évaluation, non seulement des débits disponibles en moyenne, mais surtout des débits extrêmes (crue-étiage) (G.Réméniras, 1999).

III -1-Le bassin versant :**III -1-1- Caractéristiques générales du bassin versant :**

Le bassin versant en un point ou plus précisément dans une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section ; tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

III -1-2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat Major Ghardaïa à l'échelle 1/50000.

III -1-2-1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Le bassin versant de l'Oued Metlili fait partie du grand bassin versant du Ghardaïa (figure N°1) Il est de forme allongé. Le couvert végétal est pauvre. La structure et la nature du sol ne sont pas favorables à l'existence d'une flore naturelle riche. La végétation existante est concentrée dans les lits d'oueds. L'hydrographie de la ville de METLILI est constituée d'un Oued principal qui est Oued METLLILI et un réseau hydrographique secondaire moins important.

III -1-2-2 _Caractéristiques physiques du bassin versant :**A- Les caractéristiques géométriques :**

- 1) Par planimétrie sur la carte d'état major de Ghardaïa à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est: **S = 387,82 km**
- 2) La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre a partir du profil de l'oued, soit : **L =38,71 km**

- 3) Par curvimètre on mesure le périmètre P du bassin versant ;est:
P = 96,20 km

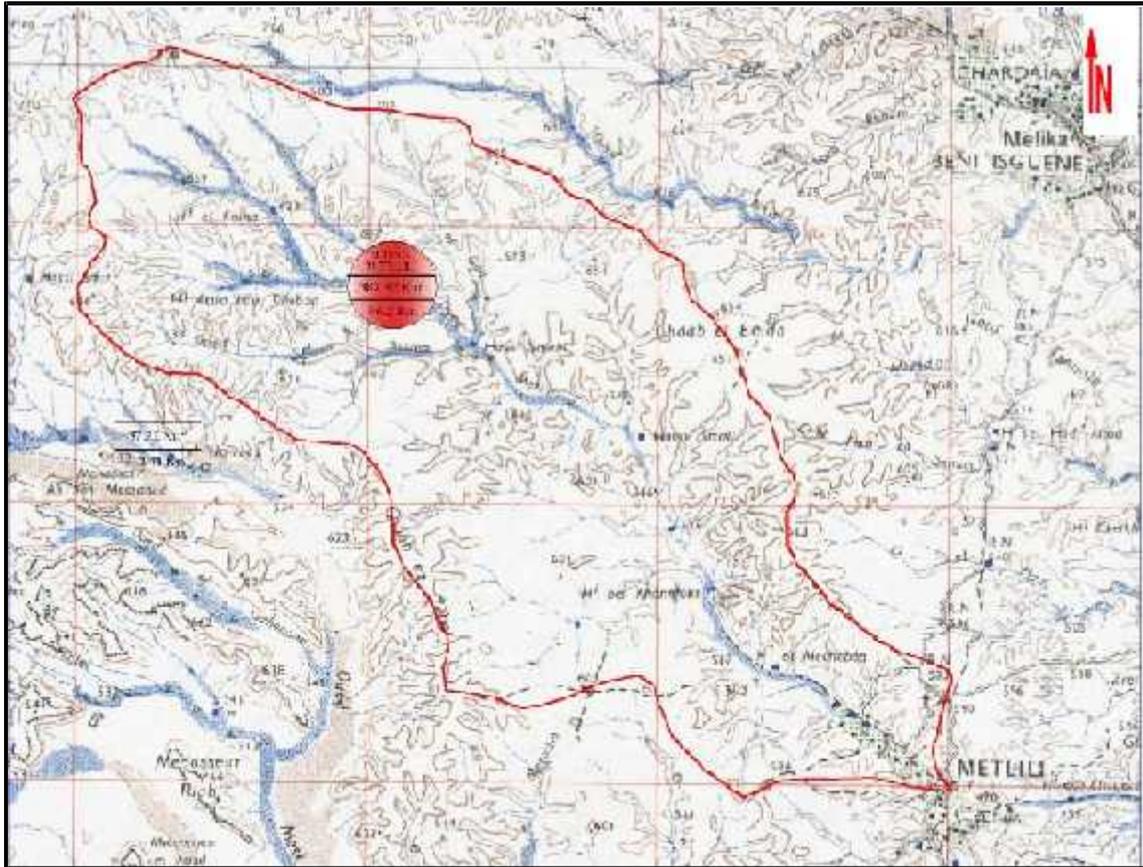


Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant du l’oued Metlili (à l’échelle : 1/50000)

B-Caractéristiques hydro morphologiques :

1. Indice de compacité de Gravelius Kc :

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle Pc de rayon R ayant la même superficie S que bassin, soit :

$$K_C = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

Soit : $K_c = 1,37$

Si $K_C = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_C > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2. Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_P = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.3)$

Soit : $K_p = 23.8$

3. Rectangle équivalent :

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite. La longueur L est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (III - 3)$$

La largeur l est donnée par la formule $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots (III-4)$

- $L=53,38$ km

- $l=14,35$ km



Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant du l'oued Metlili.

4. Hypsométrie du bassin versant :

A partir du tableau (III.1) le pourcentage des aires partielles est déterminé et la courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau III.1:Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surface cumulée
779-759	36.38	4.75	4.75
759-739	57.26	7.48	12.23
739-719	55.71	7.27	19.50
719-699	62.81	8.20	27.70
699-679	63.75	8.32	36.02
679-659	58.88	7.69	43.71
659-639	66.22	8.64	52.35
639-619	67.45	8.81	61.16
619-599	46.55	6.08	67.23
599-579	57.22	7.47	74.70
579-559	84.15	10.99	85.69
559-539	64.51	8.42	94.11
539-519	45.11	5.89	100.00
Total	766	100	

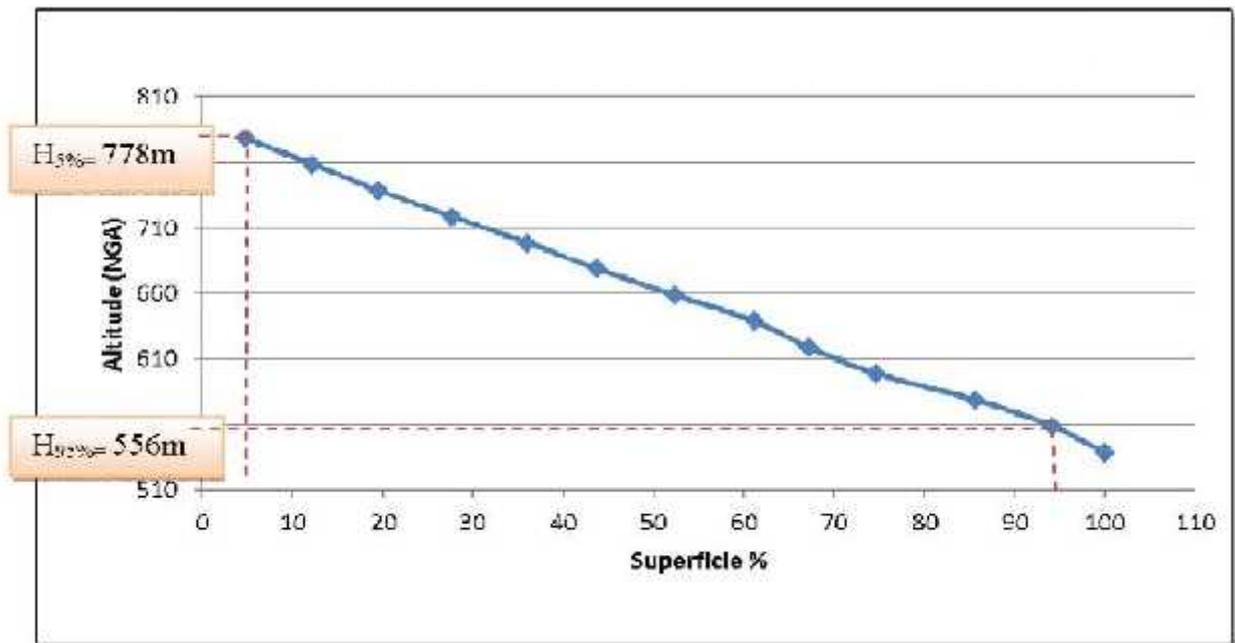


Figure III. 3 : Courbe hypsométrique

De la courbe hypsométrique on a :

L'altitude $H_5 = 778$ m.

L'altitude $H_{95} = 556$ m.

5. Les altitudes :

- De la courbe hypsométrique on a :
L'altitude $H_5 = 778$ m.

L'altitude $H_{95} = 556$ m.

- Altitude médiane**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique $H_{50} = 662.5$ m

- Altitude moyenne**

L'altitude moyenne est définie par la formule suivante : $H_{moy} = \frac{\sum Si.Hi}{S} = 664$ m

6. les indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

1. indices de pente :

- **Indice de pente de Roche I_p :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots \dots \dots (III.5)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle correspondante (%).

Soit :

$I_p = 1.52$

- **Indice de pente globale I_g :** (P.Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (III.6)$$

Ou D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

On prend :

$$D = H_{05} - H_{95} \text{ pour notre bassin versant, on a donc}$$

$$D = 1125 - 730 = 395 \text{ m avec ;}$$

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : **$I_g = 2.75 \text{ m/km} \text{ } \varnothing \text{ } I_g = 2.75 \%$**

- **Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec :

H : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3....n.

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

Soit : **$I_m = 39,4 \text{ m/km}$**

C. Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage Dd :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.8})$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 253.514 Km.

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

Soit : $D_d = 5.344 \text{ km}/\text{km}^2$

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=480$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 9,22 \text{ thalweg}/\text{km}^2$

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

AN: $C_t = 38,45 \text{ Km}^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

4) Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km^2) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : $T_c = 14,02$ heures

5) Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.12)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 2.76 \text{ Km/h}$

Tableau III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	387,82
Périmètre		P	km	96,20
Longueur du thalweg principal		L	km	38,71
Indice de compacité		K _C		1,37
Coefficient d'allongement		K _P		23.8
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	53,38
	largeur	l _r	Km	14,35
Altitudes	maximale	H _{max}	m	779
	moyenne	H _{moy}	m	662.5
	médiane	H _{med}	m	662.5
	minimale	H _{min}	m	519
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	1.52
Indice de pente globale		I _g	m/Km	2.75
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	3.94
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5.344
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	54.063
Temps de concentration		T _c	h	14.02
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.76

III-2- Caractéristiques climatique du bassin versant :

III-2-1- Température de l'air :

Les températures moyennes mensuelles de l'air mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'office national de la météorologie (ONM) pour la période 1976/2012) sont les suivantes:

Tableau (III.3):Températures moyennes mensuelles pour une période d'observation (1965/2012)

MOIS	jan	Fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
T(°C)	10.6	13.0	15.9	19.7	24.0	30.0	33.1	32.3	27.8	21.0	14.8	11.7

Tableau (III.4):Les différents types de températures :

Mois	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
T(°C)minimales	16	18	22	25	30	36	39	38.5	33	26	20	17
T(°C)maximales	27	32	35	35	42	47	47	47	45	37	30	27

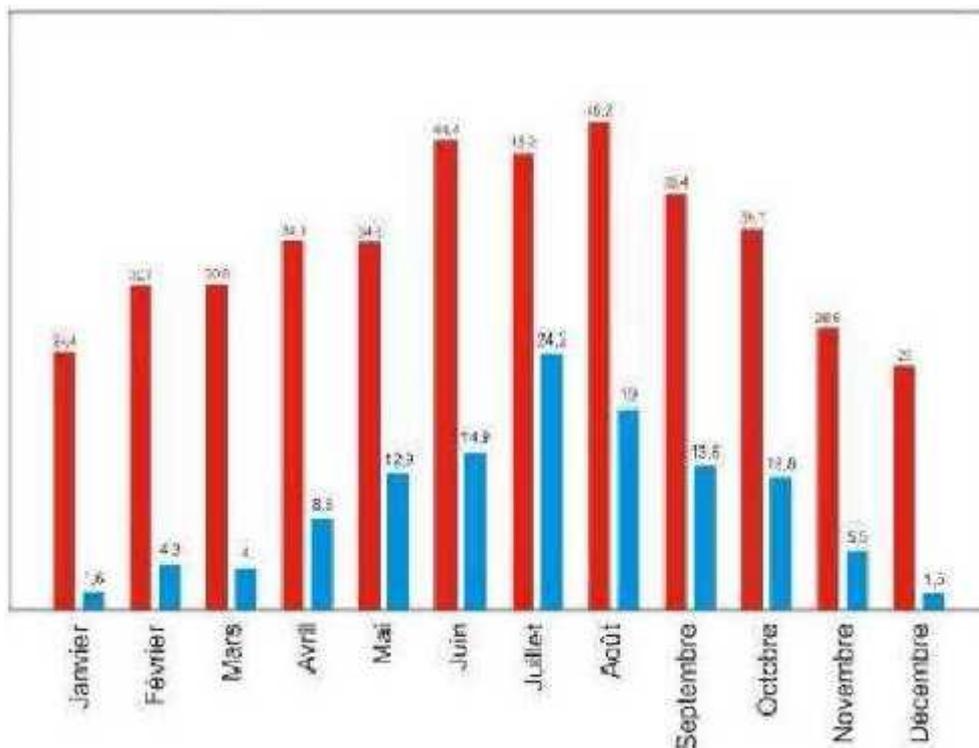


Figure III. 4 : Température max et min. (Atlas de Ghardaïa, 2004)

III-2-2- Vitesse de vent :

Les vents dominants d'été soufflent du nord-est, ils sont forts et chauds mais en hiver ils soufflent du nord ouest ils sont froids et humides (données issues de l'office national de la météorologie (ONM))

Tableau (III.5): Vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation (1965/2012)

MOIS	Jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
Vitesse du vent (m/s)	3.7	4.0	4.4	4.8	4.5	4.4	3.7	3.4	3.5	3.2	3.1	3.5

III-2-3- Humidité de l'air :

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse de mois de juin /juillet et une période humide c'est l'hiver

Tableau III.6:Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1982/2012)

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
humidité%	57	49	44	37	32	28	34	26	37	46	55	59

Tableau III.7:Humidité maximum et minimum

Humidité en %	Mois	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
	minima	40	36	28	26	23	20	16	19	26	33	38	38
	maxima	70	66	48	52	50	40	35	40	52	60	70	70

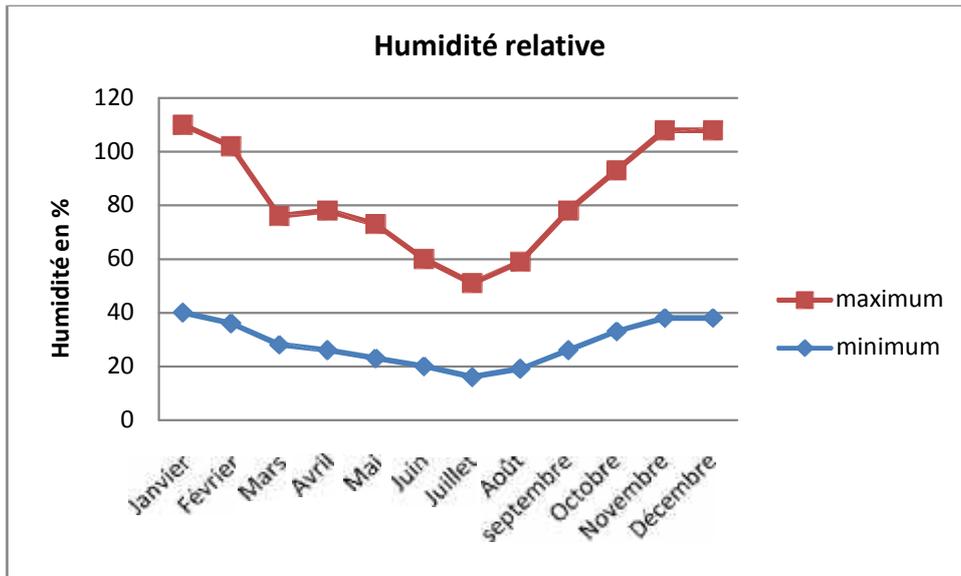


Figure III. 5 : humidité relative maximum et minimum

III-2-4 –Evaporation :

Les phénomènes d'évaporation interviennent dans le cycle hydrologique dès le moment où les précipitations; sous forme liquide ou solide; atteignent la surface du sol. Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'atlas climatologique national) sont les suivantes:

Tableau III.8 : Evaporation moyennes mensuelles

MOIS	jan	fév	mars	avril	mai	juin
Evaporation (mm/j)	102.1	127.3	190.5	246.2	303.2	366
MOIS	juillet	aout	sept	oct	nov	Déc
Evaporation (mm/j)	421.8	375	296.8	183.3	127.9	146

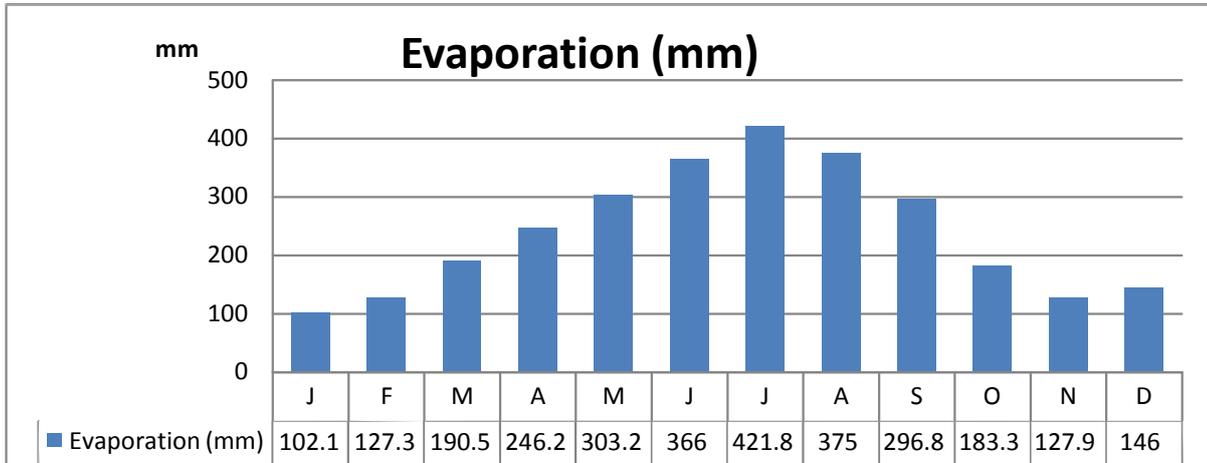


Figure III. 6 : Evaporation moyennes mensuelles

Tableau III.9 : Evaporation minima et maxima pour la moyenne de 5 jours consécutifs d'un mois donné.

Evaporati on en mm	Mois	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
	minima	3.7	4.9	5.8	7.9	10.0	12.6	14.4	12.6	7.9	5.6	3.2	3.5
	maxima	5.2	5.7	8.4	9.5	11.7	14.2	15.6	14.6	11.6	8.4	5.2	4.7

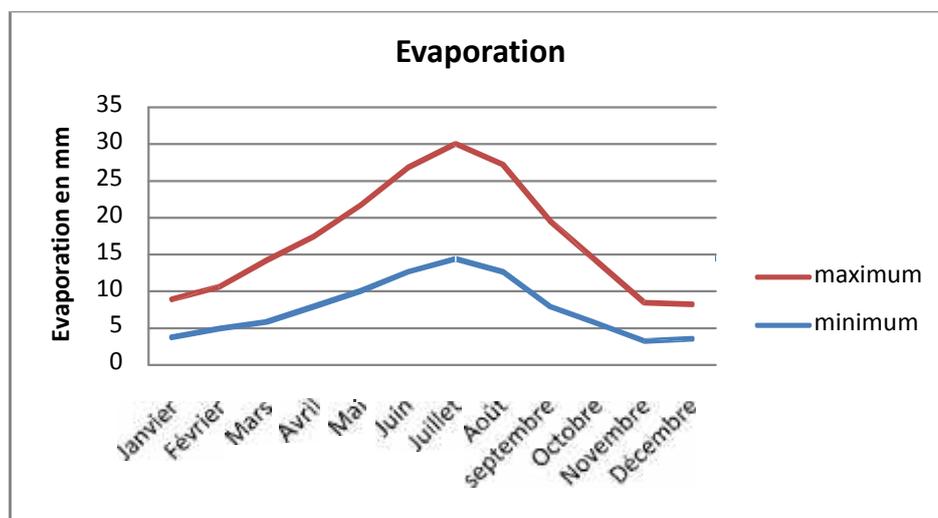


Figure III. 7 : évaporation maximum et minimum

III-3-Etude pluviométrique :

Les valeurs moyennes annuelles enregistrées depuis 1982 jusqu'à 2012 varient de 12 à 203 mm, ce qui explique l'irrégularité des précipitations d'une année à l'autre. Durant cette période, la valeur moyenne enregistrée est de l'ordre de 79 mm/an. La carte de la répartition spatiale des pluies (Figure : III.8), indique une diminution de la pluviométrie du Nord au Sud, notre région se trouve dans la gamme 60 à 70 mm/an.

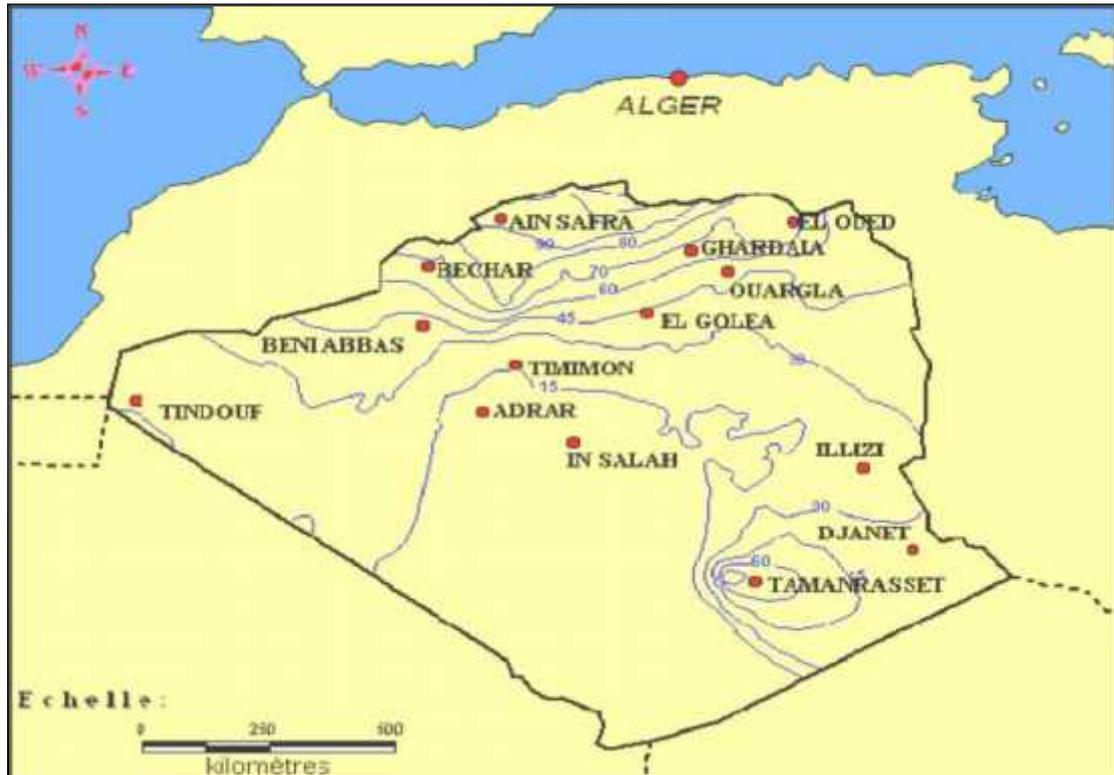


Figure III.8 : Carte en isohyètes moyennes annuelles du Sahara algérien (bureau d'étude)

Le bassin de l'oued Metlili ne dispose d'aucune station hydrométrique. A cette raison les données pluviométriques utilisées sont de la station de Ghardaïa Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 36 années allant de 1976 à 2012.

Tableau III.10: Caractéristiques de la station de GHARDAIA

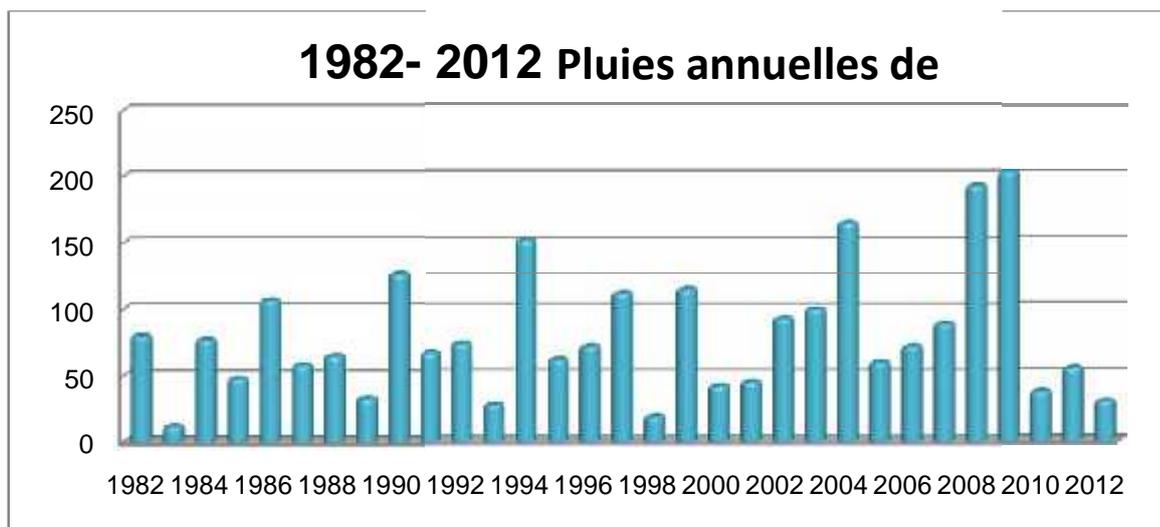
<i>Code</i>	<i>Station</i>	<i>Coordonnées</i>		<i>Z [m]</i>	<i>Nbr d'année d'observation</i>	<i>Pluie moy Annuelle (mm)</i>	<i>Exposant climatique</i>
		<i>Latitude</i>	<i>Longitude</i>				
2-17-03	GHARDAIA	32°02' N	03°48'E	468	36	65.5	0.15

Source : O.N.M

III-3-1 -Pluie moyenne annuelle

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classique de THEISSEN ne peut être utilisée.

Les pluies moyennes annuelles sont portées dans l'annexe 02

**Figure III.9:** Répartition annuelle des pluies

III.3.2 Répartition mensuelle de la pluie moyenne

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station GHARDAIA (1982/2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
p_{moy}	8.36	5.01	7.81	3.89	3.99	2.46	0.65	2.35	4.77	4.33	13.98	8.59
$P\%$	12.62	7.57	11.79	5.87	6.02	3.71	0.98	3.55	7.21	6.54	21.11	12.98

Tableau III.11: Répartition mensuelle des pluies moyennes

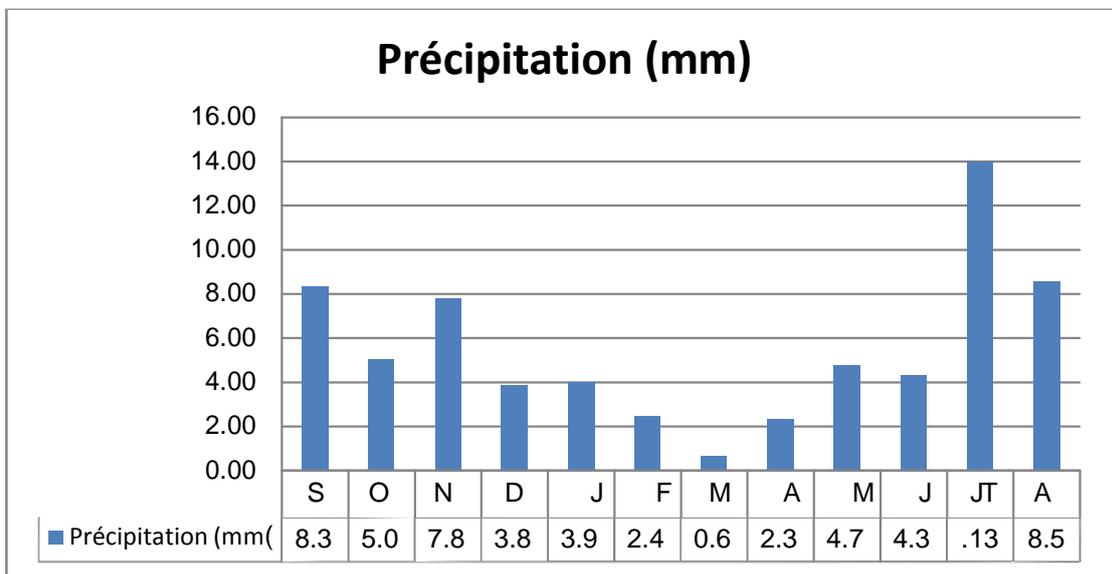


Figure III.10: Répartition mensuelle des pluies moyennes

III.3.3 Pluies maximales journalières

La station de Ghardaïa a considéré avec une série d'observation de 36 années (1976-2012) (Voire l'annexe 03).

III.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN"

- Ajustement à la loi de GUMBEL :

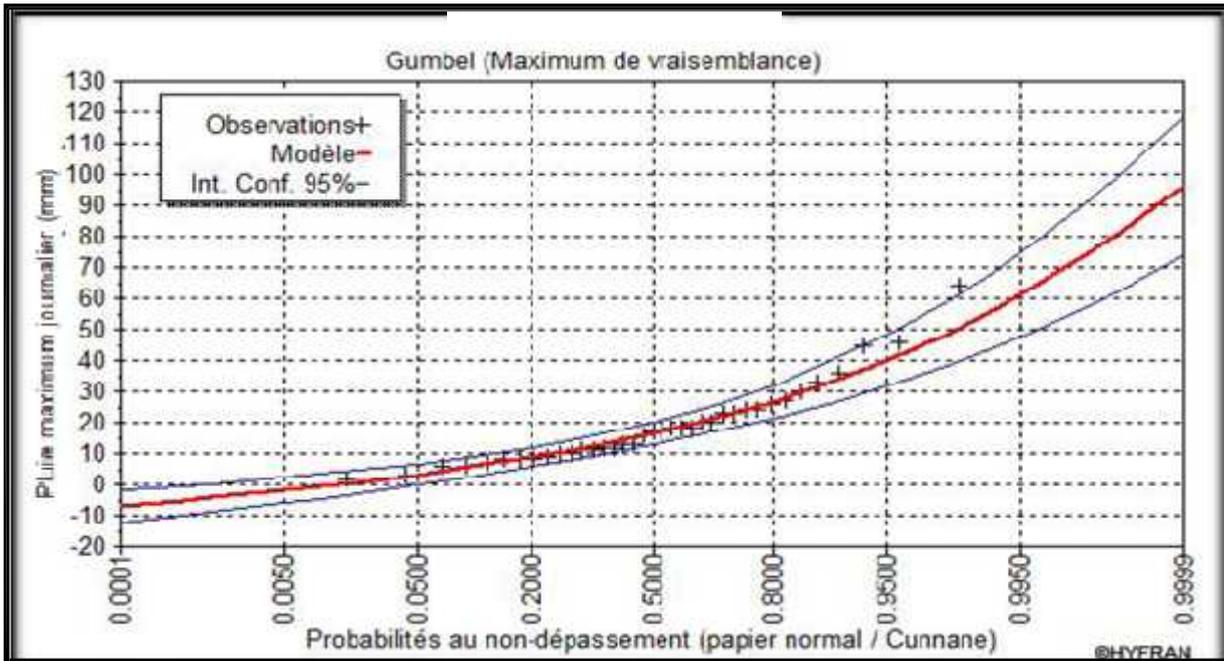


Figure III.11: Ajustement à la loi de GUMBEL

➤ Ajustement à la loi log normal :

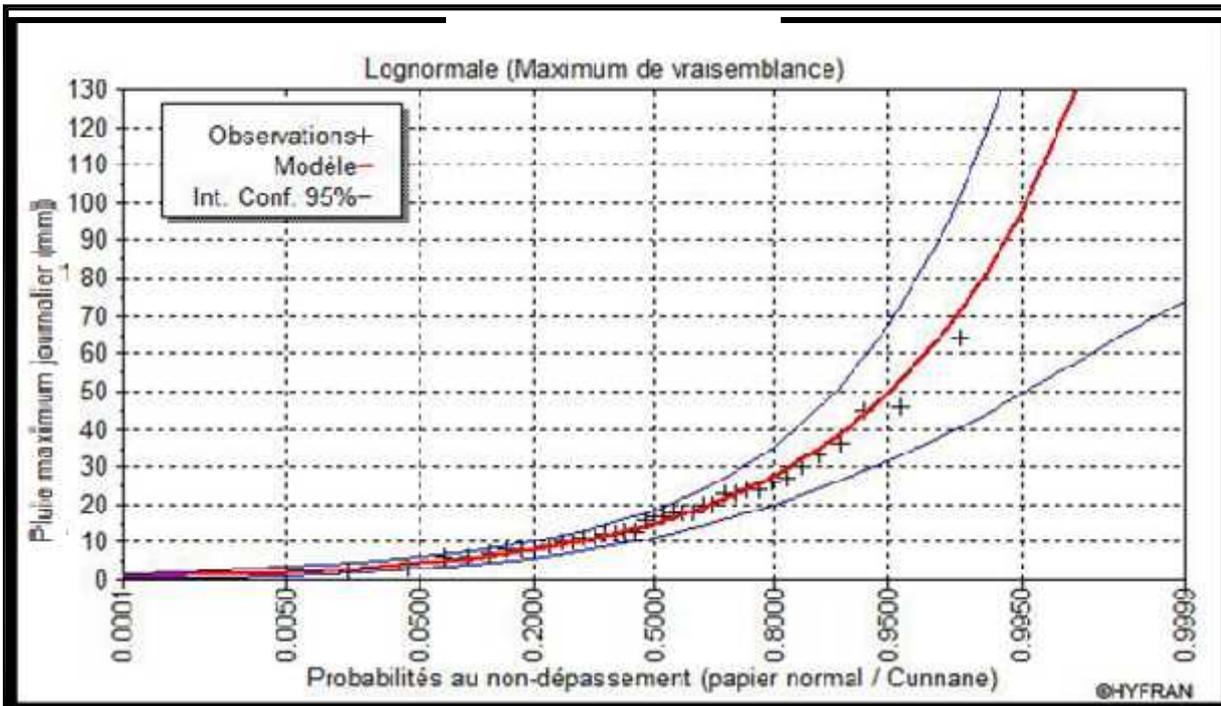


Figure III.12: Ajustement à la loi de Log normal

Nombres des observations: 37

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	96.5	11.5	73.9 - 119
1000.0	0.9990	75.6	8.78	58.4 - 92.8
100.0	0.9900	54.8	6.10	42.8 - 66.7
50.0	0.9800	48.4	5.31	38.0 - 58.8
20.0	0.9500	40.0	4.26	31.7 - 48.4
10.0	0.9000	33.5	3.47	26.7 - 40.3

Tableau III.12: Caractéristiques de la station de GHARDAIA

Conclusion

D'après les deux schémas on conclut que on utilisé les pluies maximales journalières suivent la loi de Log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY. GUMBEL, puisque les résultats sont négatifs donc on les refuse.

Donc :

Les précipitations pour différentes périodes de retour sont récapitulées dans le tableau suivant:

Période de retour	10	20	50	100	1 000	10 000
Précipitation max journalière	70	140	200	413	760	980

Tableau III.13: Résume les différentes précipitations pour différents périodes de retour

III.3.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III-11)$$

- P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .
- P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.
- t : temps en heures.
- b : exposant climatique ($b = 0,15$).
- L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III-12)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans l'annexe 04

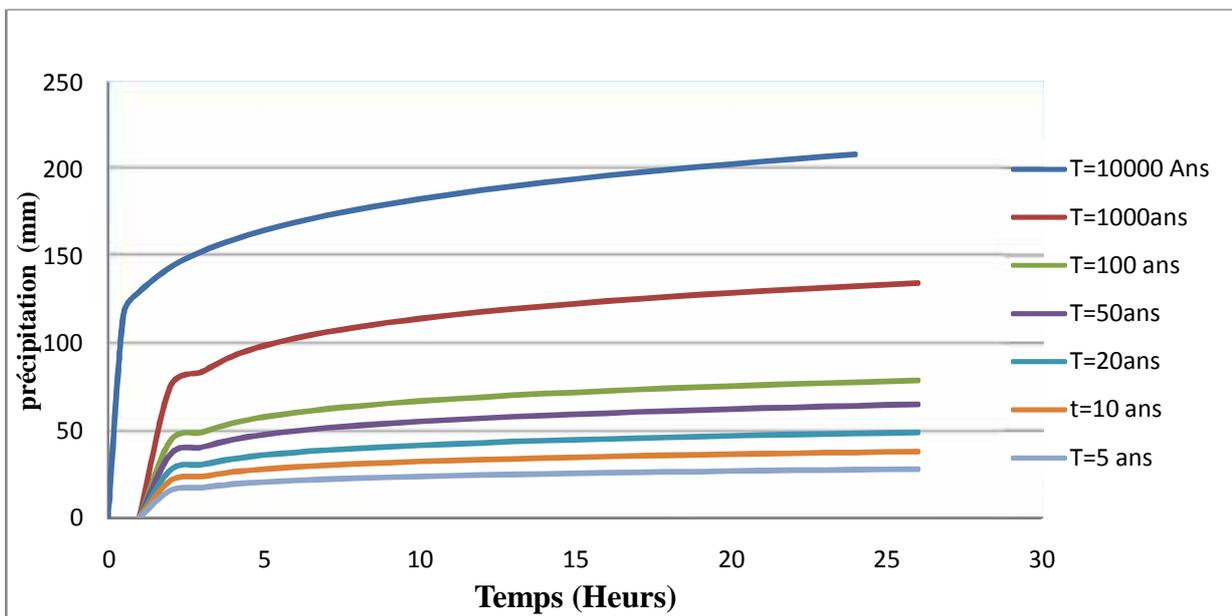


Figure III.13: Courbe des pluies à courtes durées

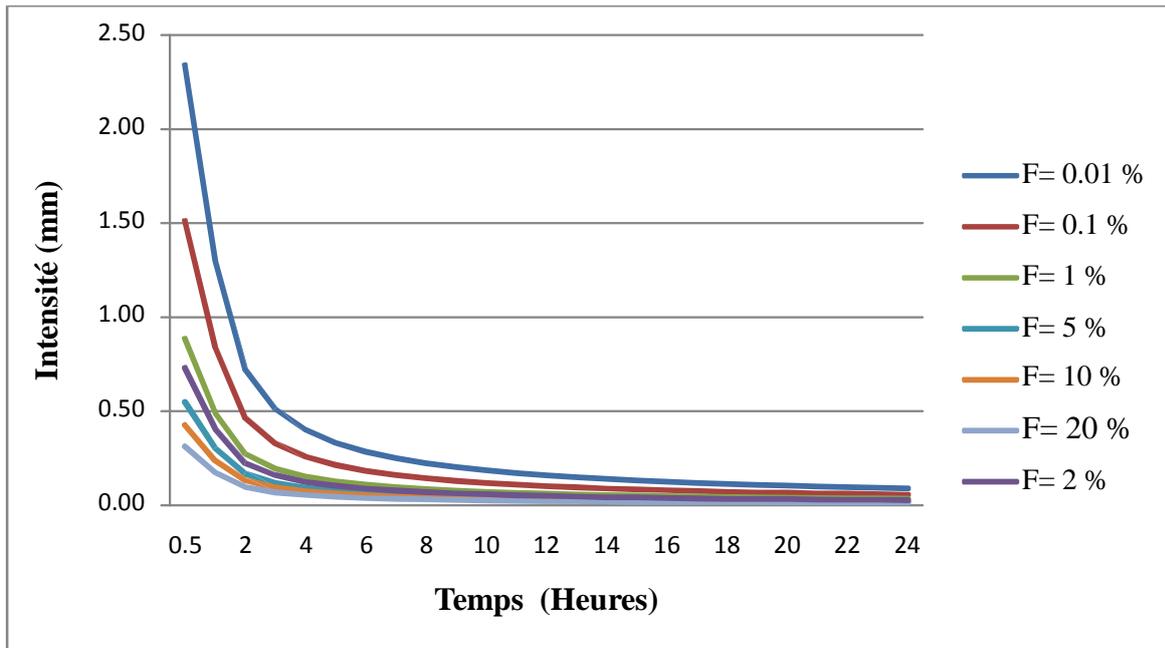


Figure III.14: Courbe intensité fréquentielle

III-4- Etudes des apports :

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesures au niveau du site à étudier. D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé ; nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia, 2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des bassins versants semblables au notre.

III-4-1- Apport moyen interannuel (A0) :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

a) Formule de l'ANRH:

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \quad (\text{ANRH}, 1997) \dots\dots\dots (\text{III.13})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 79^{2,684} \cdot 766^{0,842} = 30.42 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b) Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) (1956) \dots\dots\dots (\text{III.14})$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

Le : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N: $L_e = 0.079^2 (293 - 2,2\sqrt{769}) = 1.45 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 1.45 \cdot 10^{-3} \cdot 766 \cdot 10^6 = 1.11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) (1999) \dots\dots\dots (\text{III.15})$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

Le : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,079 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,079^2}) = 0.000245 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,000245 \cdot 766 \cdot 10^6 = 0.19 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

d) Formule de Deri II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] (\text{Deri, J, 1977}) \dots\dots\dots (\text{III.16})$$

Pmoy : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km²].

Dd : Densité de drainage [km/km²].

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 79^{2,683} \cdot 0.633^{0,5} \cdot 766^{0,842} = 13.6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau (III.14).

Tableau III.14 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	30.42
SAMIE	1.11
Mallet – Gauthier	0.19
Deri II	13.6

On opte pour la valeur la plus grand pour assurer notre calcul.

Donc on prend la valeur donnée par la méthode de ANRH: $A_0=30.42.10^6 m^3$.

III-4-2 -Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.17)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

AN :

$M_e = \frac{13.6.10^9}{31,536.10^6} = 964.611/s$

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

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.18)$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

AN :

$$M_0 = \frac{964.61}{766} = 1.26 \text{ l/s/km}^2$$

c) lame d'eau écoulée:

On a
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{(III.19)}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{30.42 \cdot 10^6}{766 \cdot 10^6} = 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{(III.20)}$$

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

L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = \frac{40}{79} = 0,506$$

e) Coefficient de variation :

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

- **Formule de SOKOLOVSKY:** (V. Sokolovski, 1956)

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{(III.21)}$$

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.22)$

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

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1.26) = 0.75 \Rightarrow C_v = 0,75 - (0,063 \log_{10} (766 + 1)) = 0.57$$

• **Formule d'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (J. I. Antonov, 2006) \dots\dots\dots (III.23)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(766 + 1000)^{0.097}} = 0,34$$

• **Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:**

$$C_v = \frac{0.93k}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93 * 0.65}{1.26^{0.23}} = 0.48$$

K : coefficient de réduction $k = (0.25-1.00)$, on prend $k=0.65$

• **Formule de KRISTSKY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})} \dots\dots\dots (III.24)$$

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

S : Superficie du bassin en [km²].

$$AN : C_v = \frac{0.83}{(766^{0.06} \cdot 1.26^{0.27})} = 0,52$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau (III.10).

Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0,57
N.N PADOUN	0,48
L'ANTONOV	0,34
KRISTSKY MENKEL	0,52

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,57 + 0,48 + 0,34 + 0,52}{4} = 0,48$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$C_v = 0,48$

III.5. Etude de crues :

III.5.1. 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.

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

- 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.

$$Q_{\text{MAXP\%}} = \frac{C \cdot \bar{I}_c \cdot S}{3,6} \dots \dots \dots (III. 27)$$

- S : Surface du bassin versant
- \bar{I}_c : 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.16 : 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 :

$$Q_{\text{max, } p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{-p\% t_c} - H_0) \cdot r1_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots \dots \dots (III.28)$$

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

$$r_{p\%} = \frac{\sqrt{Xtc} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Xtc} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(III.29)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

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

H₀ : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie H₀= (7-14) mm

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

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

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

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $x = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $x = 3 \div 4$
- Dans notre cas ($=3$)
- Donc (f=0.92)
- on prend H₀=7 mm.

d. Formule de Giandotti

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

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

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.

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

Tableau III.17 :Résultats des formules empiriques

	Giandotti:	TURAZZA:	Sokolovsky:	mallet -gautier:
P.D.Retour:	Q_{\max}	Q_{\max}	Q_{\max}	Q_{\max}
100	373.66	394.77	413	370.48
50	358.18	370.18	410.23	364.27
20	342.37	347.70	385.2	355.00
10	333.25	334.76	359.9	346.79
5	225.95	225.04	298.25	336.79

III.6.Le choix du débit maximum de crue

- La formule de *SOKOLOVSKI* tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).
- Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de *SOKOLOVSKI* étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de *SOKOLOVSKI* qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

III.7.Etude des apports solides :

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 =1.4 T/m3.

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

Tableau.III.18 : Apports solides

FORMULE	Le (mm)	$\frac{T_a}{\gamma}$ /Km ² /an)	Vs (m3/an)	D _S (t/an/km ²)
TIXERONT	41.87	612.85	35755.42	371.75

III.8 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de SOKOLOVSKY. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue :

• **Pour le monté de la crue** : $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.28)$

• **Pour la décrue**: $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots(III.29)$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s)

t_m : Temps de montée de la crue, $t_m = t_c$ (Selon SOKOLOVSKY)

t_d : Temps de la décrue $t_d = \delta t_m$.

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

x et y : Puissance des courbes (x= 2 pour la montée de la crue et Y= 3 pour la décrue)

Tableau III.19. Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue .

Condition	
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

- ✓ Q_t , désigne le débit instantané, exprimé en m^3/s ;
- ✓ m et n, coefficient de courbe ($m = 2$; $n = 3$) ;
- ✓ T_m , désigne le temps de montée de la crue, c'est le temps de concentration ;
- ✓ T_d , désigne le temps de la décrue ;
- ✓ δ , désigne un coefficient qui dépend de la forme d'hydrogramme.

Tableau III .20: Valeur de δ en fonction du caractéristiques du bassin versant

Valeur	Désignation
2	Pour petit cours d'eau à capacité de drainage insignifiant
2,5 à 3	Pour les moyens et grands cours d'eau à lit moyen peu prononcé
4	Pour les grands cours d'eau forestiers et lit important

Pour note cas nous prenons $\delta = 2$.

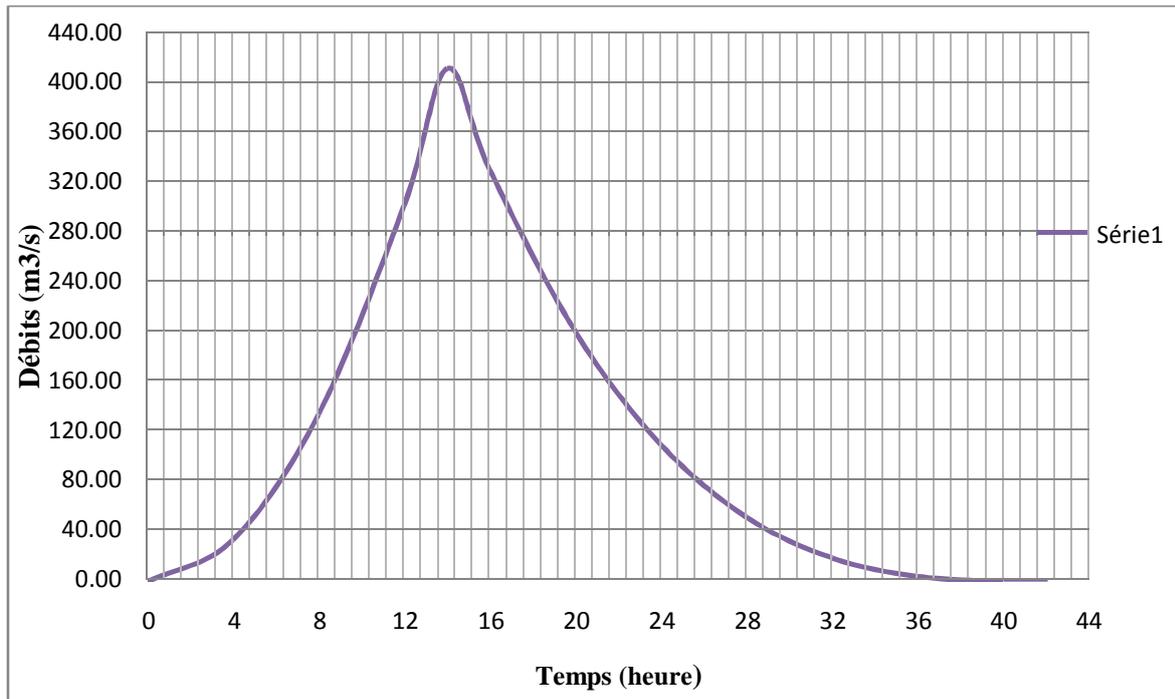


Figure III.15 : Hydrogramme de crue de projet (Q1%).

Conclusion

D'après cette étude capitale, on s'est étalé sur les caractéristiques physico-géographiques et morphologiques du bassin versant d'Oued metlili, ainsi nous avons calculé les apports annuels, calculé les débits de crue pour différentes périodes de retour. Pour le débit de la crue du projet, nous avons choisis la crue centennale. La valeur du débit de la crue centennale obtenu est évaluée à 413 m³.

Chapitre IV

Diagnostic et expertise de l'état des lieux

Introduction

Avant d'entamer une étude qui consiste à protéger une ville contre les inondations, il est indispensable de visiter le terrain et avoir une idée claire sur ce dernier en tenant bien compte de l'état de ces aménagements existants.

Notre étude consiste à proposer les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles, mais aussi il faut que ces solutions soient, réalisables au point de vue technique et économique et qu'elles soient bien adaptées avec le terrain et ces conditions topographiques et géologiques.

IV -1-CONSTAT DE LA SITUATION ET CAUSES DE DEBORDEMENT :

La cause principale de débordement de l'oued est l'occupation du domaine public hydraulique naturel de ce dernier par l'urbanisation anarchique sur son lit majeur et mineur, ainsi que l'activité agricole le long de l'oued. Nous avons relevé dans la suite de ce chapitre, quelques sites les plus exposés aux débordements de l'oued, et les différents ouvrages existants au niveau de notre site d'étude.

IV -1-1-SITE EDDEKHLA :

Ce site a connu des débordements très fréquent et qui sont causés par :

- le rétrécissement du lit mineur de l'oued : ce point a connu un niveau très élevées des eaux dans la crue de 2008.figure IV.1



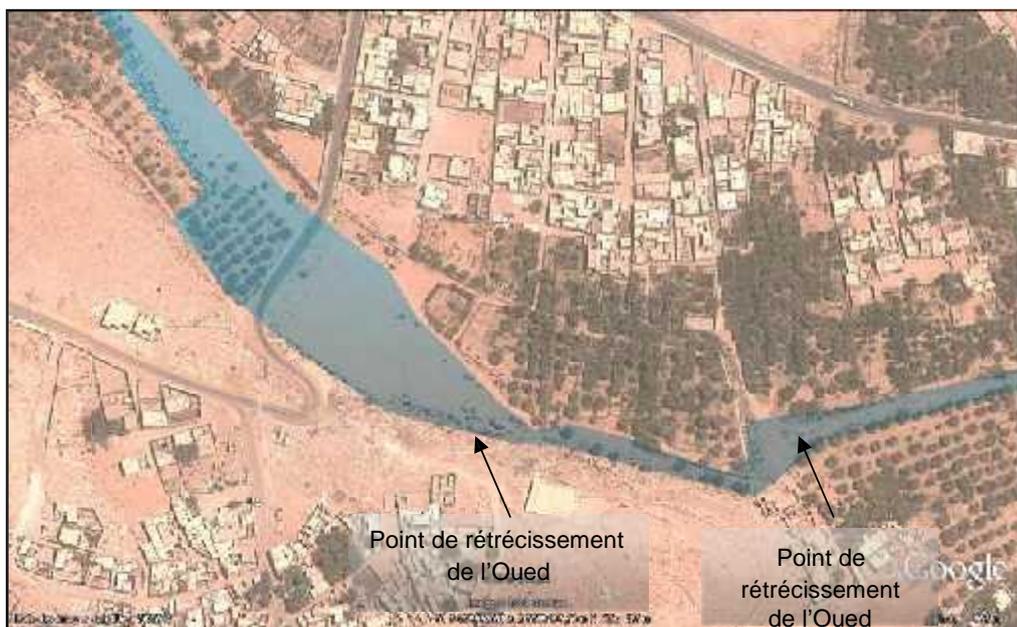


Figure IV -1 : rétrécissement du lit mineur de l'oued

- L'activité agricole est aussi une cause principale des inondations au niveau de ce site(Site EDDEKHLA) . Figure IV-2

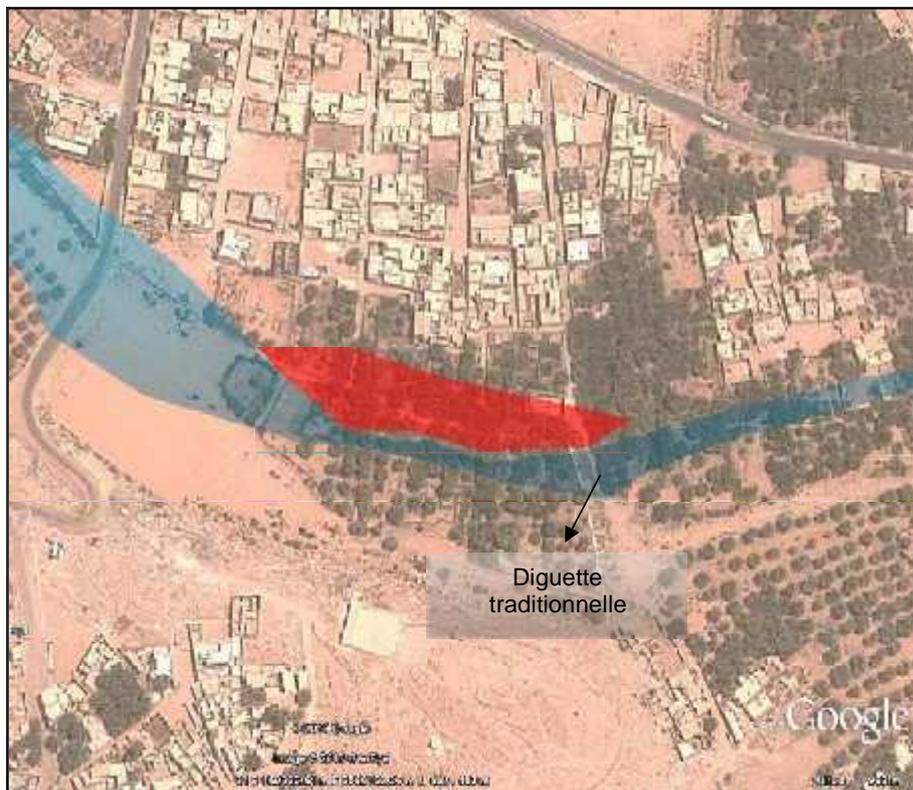


Figure IV-2 : L'activité agricole au niveau du site.

IV -1-2-Site Souareg Bas :

- Au niveau de ce site différentes constructions sont implantées comme représente la figure IV -3

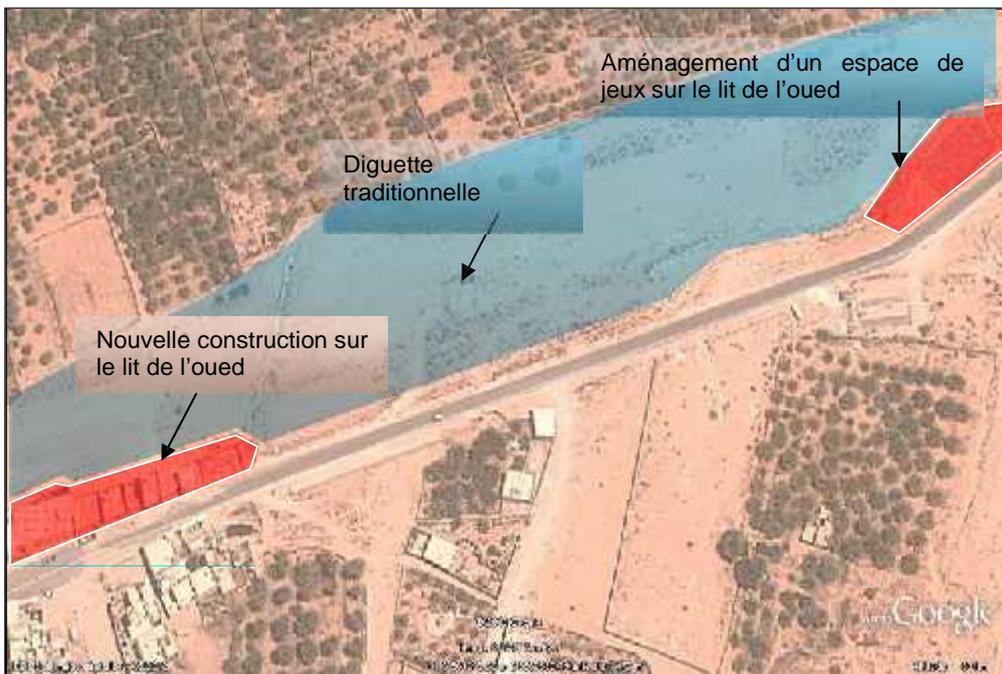


Figure IV -3 : Nouvelle construction sur le lit d'Oued

IV -1-3-SITE AHBESS EL ARCH:

L'Activité agricole cause le problème de rétrécissement de l'oued



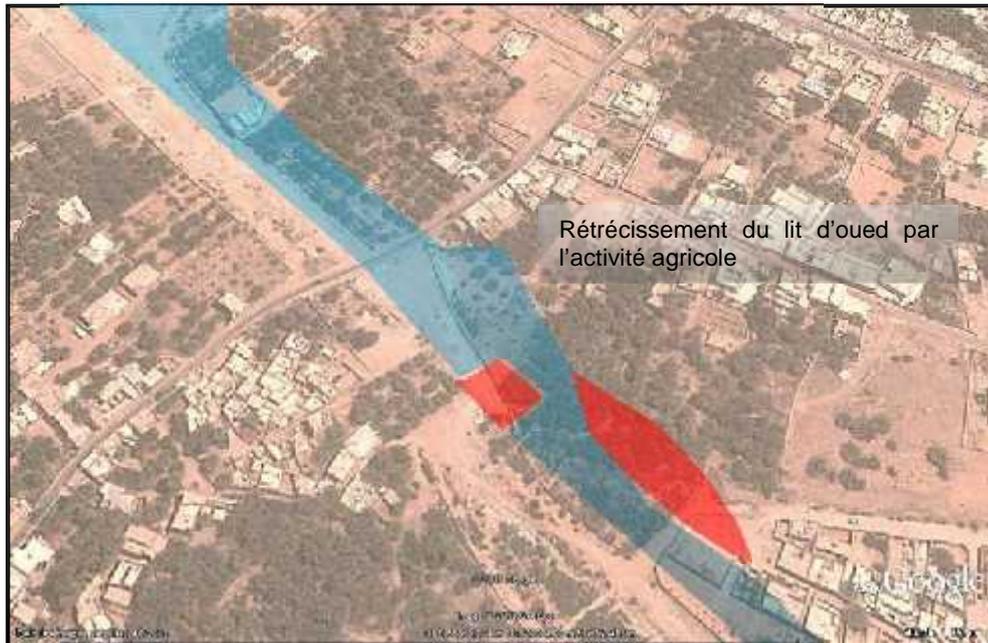


Figure IV -4 : Rétrécissement du lit d'oued causé par l'activité agricole

IV -1-4-SITE LAMSSARIF :

Cet endroit constituait un point de partage des eaux de l'oued Metllili à des fins agricole, au fil des temps ce point est devenu un point noir et qui provoque beaucoup d'inondations suite aux rétrécissements qui ont affectés le lit de l'oued. Pour remédier à ce problème, un trop plein a été créé pour dévier une partie des eaux vers l'oued principale. Cette solution n'as pas résolue le problème au contraire elle a créé une zone de stagnation et de dépôt qui freine l'écoulement. Nous considérons que la parcelle délimitée en rouge dans la figure IV -5 suivante et clôturé avec une murette est la cause principale d'inondation au niveau de ce point en plus de l'étranglement de l'oued par l'activité agricole.

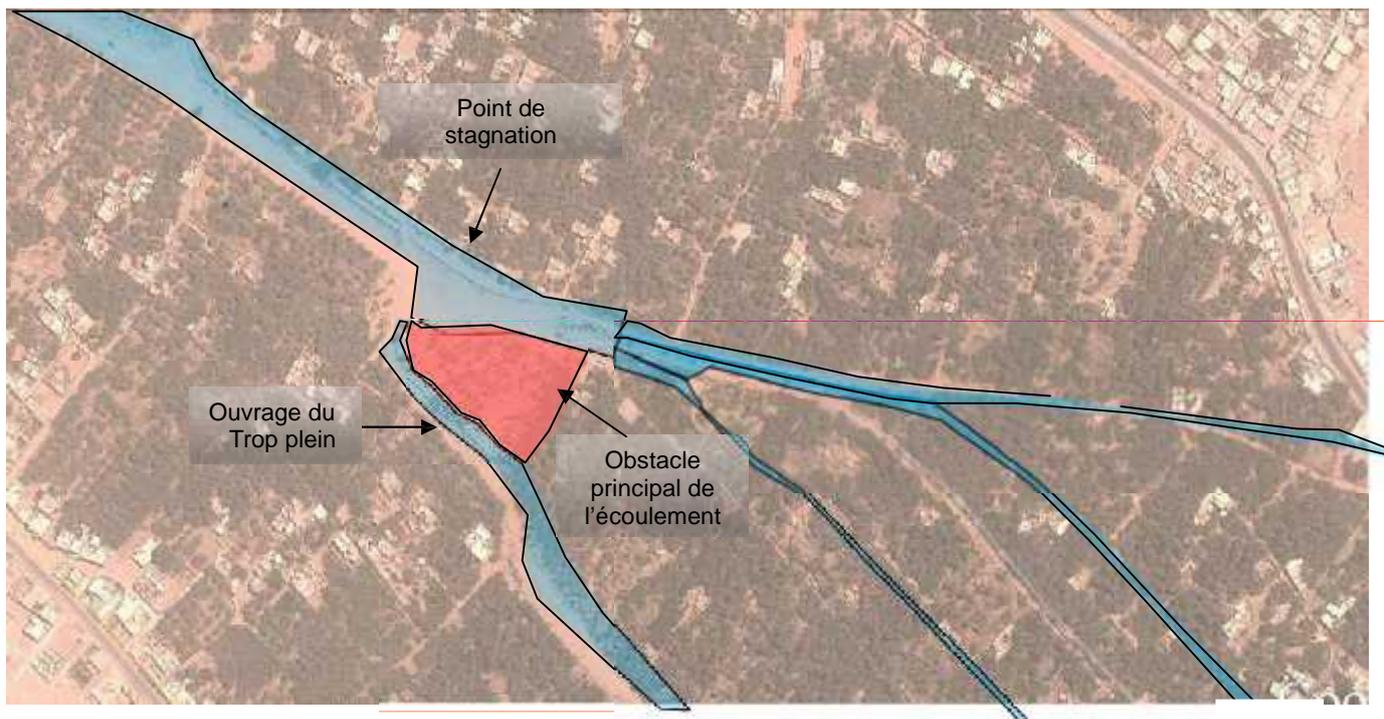


Figure IV -5 : Site Lamssarif

IV-1-5-Site Arieche Boussag :

Rétrécissement de l'Oued après la traversée de la route.- point de décharge des ordures et remblais qui freinent l'écoulement des eaux



Figure IV -6 : Site Arieche Boussag

IV -1-6-Site dit Elbabor :

- Comme son nom l'indique c'est un quartier d'habitat créé au milieu de l'oued



Figure IV -7 quartier d'habitat au milieu de l'oued

- **DIVERS CAS DE DESORDRE LE LONG DE L'OUED :**

Nous avons constatés plusieurs types de désordres au niveau de l'oued notamment les constructions sur la servitude de l'oued, le dépôt des déchets solides ainsi que l'occupation du lit de l'oued par l'activité agricole.



Figure IV -8: Lit de l'Oued utilisé comme lieu de décharge (obstacle pour l'écoulement)

IV -2-Reconnaissance des ouvrage existants :

Plusieurs types d'ouvrages ont été réalisés le long de l'Oued pour atténuer le phénomène d'inondation :

IV -2-1-Digue d'étalage de crue :

C'est des ouvrages réalisés dans les zones où la largeur du lit d'oued est importante, c'est des solutions très efficaces qui permettent le prolongement du temps d'évacuation de la crue.

- **Digue sur le site Timdekssine** : c'est une digue réalisée pour les besoins de métrologie malheureusement elle n'a jamais fonctionné et elle se trouve dans un état très dégradé (vol de tous les équipements).

La cuvette de l'ouvrage a connu un ensablement important (80% du volume de la cuvette) L'amont de l'ouvrage était envahi par des palmeraies ce qui a contribué au rétrécissement de la section de l'Oued comme illustré sur la photo ci-dessus.

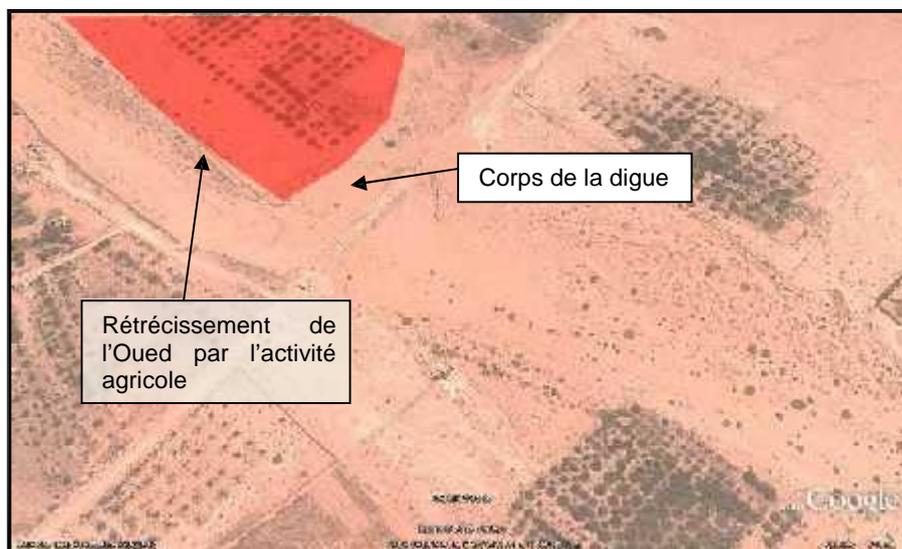




Figure IV -9: Etat dégradé de la digue

- **DIGUE SUR SITE ESSOUREG :**

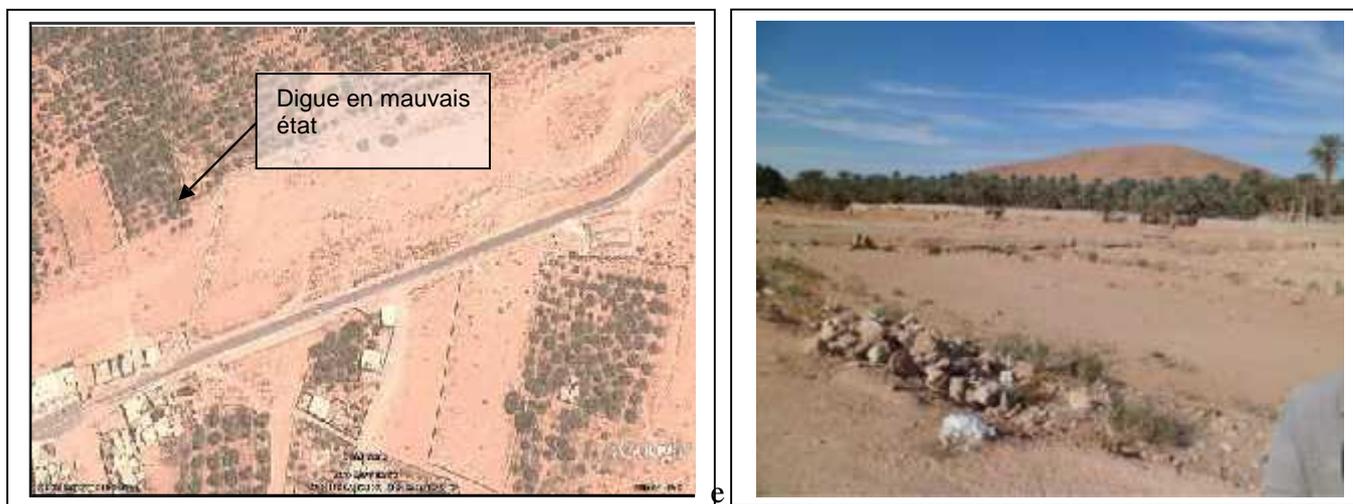


Figure IV -10: Ensablement totale

Digue située au sud du quartier dit El Babour

C'est une digue traditionnelle réalisé en pierre et située à 1,5 km en amont du pont du centre ville. Elle se trouve dans un état dégradé.





Figure IV -11: Ensablement totale de la digue

IV -2-2-PROTECTION DES BERGES PAR DES VOILES EN BETON :

C'est des aménagements réalisés dans le centre-ville suites aux inondations de 2008.



Figure IV -12:voiles en béton

IV -2-3-Murette de protection :

C'est des murettes de protection réalisées par les services des forêts avec des hauteur de 1m à 1.20 m sans aucune références de débits de crue de l'oueds, l'implantation de ces murettes a été faite selon la situation sur terrain sans prendre en considération la section hydraulique qui peut évacuer au moins la crue centennale. Ces murettes ont jouées un rôle négatif dans l'évacuation de la crue de 2008 car elles étaient submergées et ont bloqués les eaux pour rejoindre l'oued après la crue.



Figure IV -13:Murette de protection

IV -2-4-PROTECTION DES BERGES PAR GABIONNAGE :

C'est des aménagements réalisés en général en dehors du tissu urbain pour protéger les terrains agricoles.



FIGURE IV -14: REPRESENTATION D'UN GABIONNAGE

IV -2-5--Travaux de confortement des voiles en place

Ces travaux sont en cours d'exécution ; ces derniers ont pour but la consolidation des voiles en pierres existant afin de stopper leur dégradation.



Figure IV -15: Travaux de confortement des voies

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on conclut que les différents ouvrages projetés pour la protection de notre zone d'étude sont en état très dégradé. Dans ce qui suit nous allons faire une étude détaillée du problème sans prendre en considération les ouvrages existant

Chapitre V

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 procèdera 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 (centenal) ,la plus adéquate pour ce genre de projet, afin de définir l'impact de cette crue de référence sur les ouvrages et les débordements hors du lit mineur vers les terrasses d'inondation où se trouvent situés certains équipements et habitations les plus proches de l'oued.

V.1.Le but d'aménagement

L'aménagement de Oued Metlili à pour but, la protection de la ville de Metlili 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 des courants dans une section déterminée du lit ;
- Stabilité du cours avec minimum d'érosion des berges ;
- Profondeur suffisante et parcours aisée pour la navigation.

V.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.

V.2.1.Protections directes (rapprochées)

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

V.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.

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

V.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...).

V.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.

V.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 (décrue). La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

V.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.

V.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 :

V.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 ;

V.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 ;

V.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.

V.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 1/50.000^{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 Metlili.

V.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 100ans.

Le débit choisit pour le dimensionnement est : 413 m³/s.

V.5.Calcul hydraulique :

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

V.5.1.Généralités sur les écoulements a surface libre :**V.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).

V.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 : $D_h = S/B$.

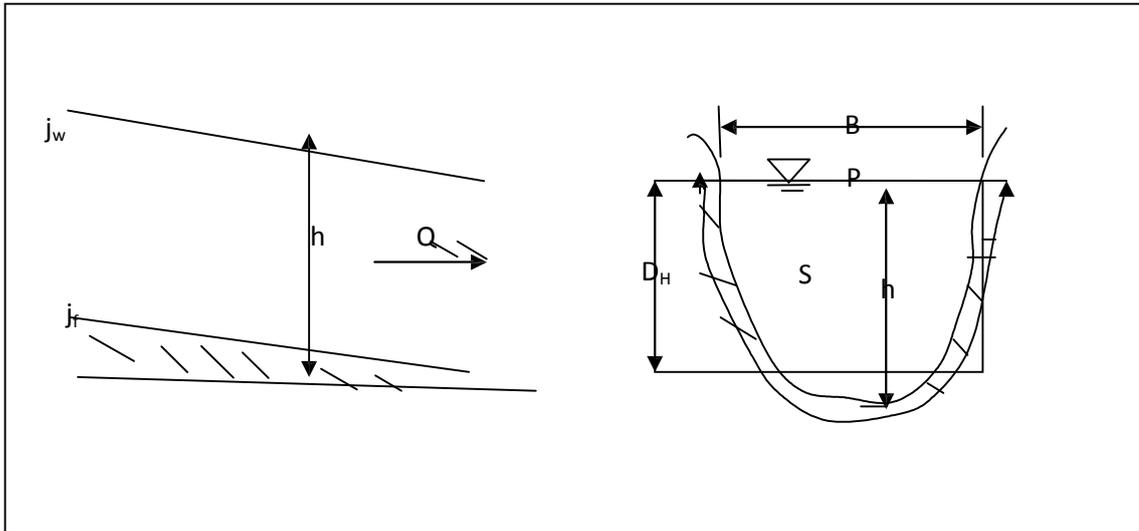


Figure. V.1. différents éléments géométriques des canaux

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.

V.5.1.1.2. Écoulement 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 conduites, 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 ou D_h , restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent le débit est constant.

Un écoulement est (dit) *non permanent*, si la profondeur 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) | Ecoulement permanent | { | Uniforme |
| | | | Non uniforme (graduel ou rapide) |
| ii) | Ecoulement 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 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.

V.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).

V.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).

V.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 on cite :

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 :

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

V.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.

V.5.3. Calcul des paramètres géométriques

V.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

(V.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 Qmax.

V.5.3.2.La profondeur critique, hc

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

- i) L'énergie spécifique est minimal, Hscr, pour un débit donné (Figure V.3) ;
- ii) Le débit est maximal, Qmax, pour une énergie spécifique donné (Figure V.4).

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

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

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

Et que, en utilisant l'équation (V.13), le débit maximal, Qmax, est donné par :

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

La vitesse moyenne correspondant à la profondeur hydraulique critique, Dhc, est :

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

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

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

$$\frac{U_c}{\sqrt{g D_{hc}}} = 1 \dots\dots\dots(V.9)$$

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

Pour un canal rectangulaire l'équation V.22 avec Dhc= hc on

$$\frac{U_c}{\sqrt{g h_c}} = 1 \dots\dots\dots(V.10)$$

V.5.3.3.La pente critique, Jc

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

On utilisant la formule de Chézy en régime critique :

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

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

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

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

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

V.5.4. Notion de l'énergie spécifique, HS

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

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

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) :

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

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

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

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 (V.9) établit une relation de la forme suivante :

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

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.

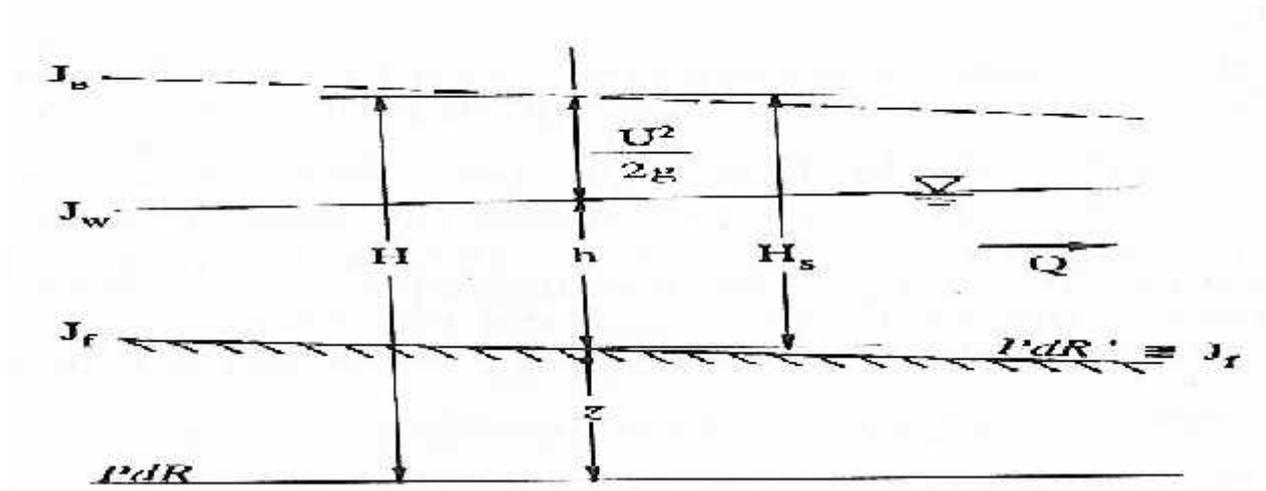


Figure. V.2. Définition de la charge totale H, et de la charge spécifique, Hs.

a) Courbe d'énergie spécifique

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

- 1) pour h=0, une asymptotes horizontale ;
- 2) pour h= infini, la droite h=Hs est une autre asymptotes.

D'après la figure V.3, la courbe a un minimum, Hs_{cr}, pour :

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

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

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

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

En suivant la courbe de la figure V.3, dans le cas où un écoulement peut avoir lieu. On constatera qu'il y a toujours deux solutions pour les profondeurs d'eau, h1 et h2, pour un débit constant et une valeur quelconque de charge spécifique, Hs.

Les deux profondeurs h1 et h2 on les appelle les profondeurs correspondantes (h1 < h_{cr} < h2), tous deux indiquent différents régimes d'écoulement, soit :

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

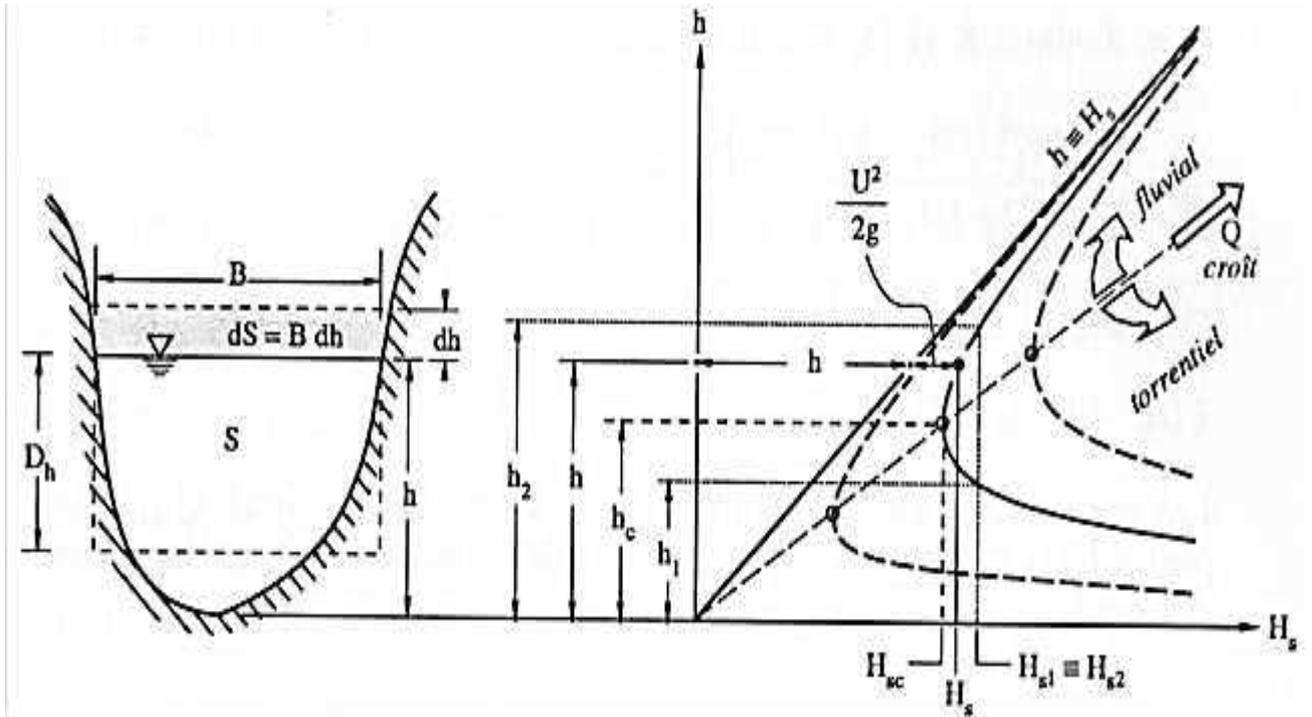


Figure. V.3. Courbe d'énergie spécifique, $H_s=f(h)$, $Q=Cte$.

S'il ya variation de débit, Q , les courbes correspondantes ont la même forme et s'emboitent 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(V.9) donne l'évolution de débit en fonction de la profondeur d'eau, h , comme suit :

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

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 :

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

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

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

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

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 V.4 et V.5).

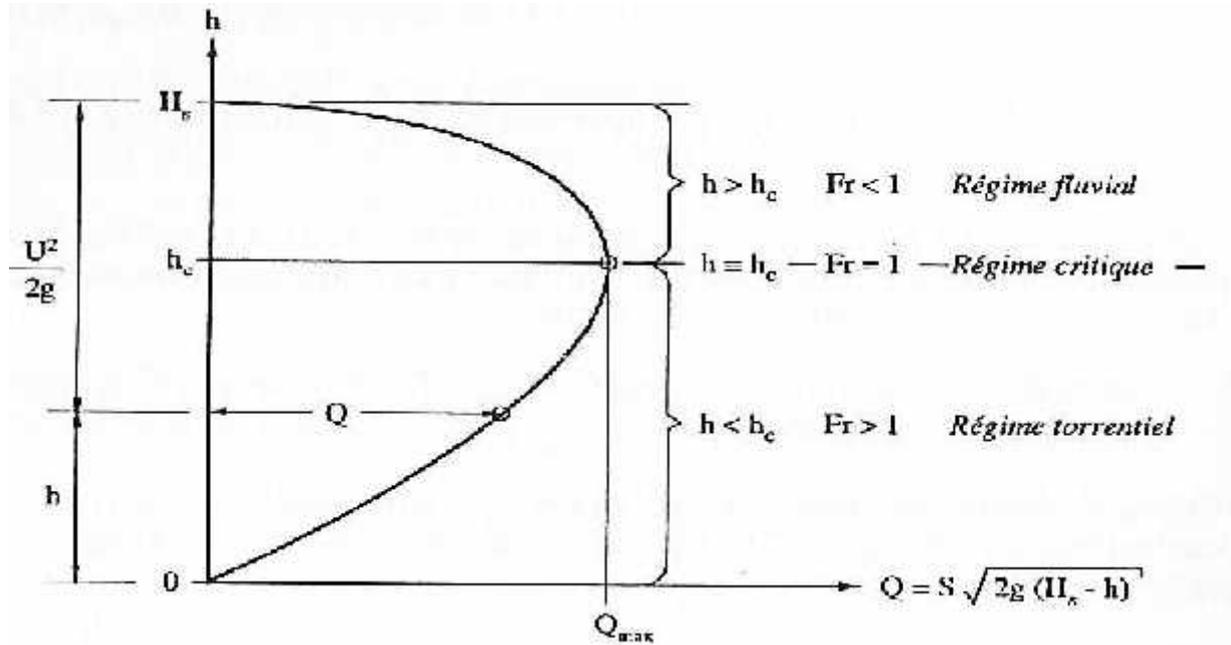


Figure. V.4. Courbe des débits, $Q=f(h)$, pour $H_s=Cte$.

Pour un canal rectangulaire, $D_h=h$, l'équation, V.16 devient :

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

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

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

V.5.6. Calcul de la ligne d'eau

V.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 :

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

Et de l'équation de continuité :

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

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

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

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

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

On écrit :

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

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

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

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.

V.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.

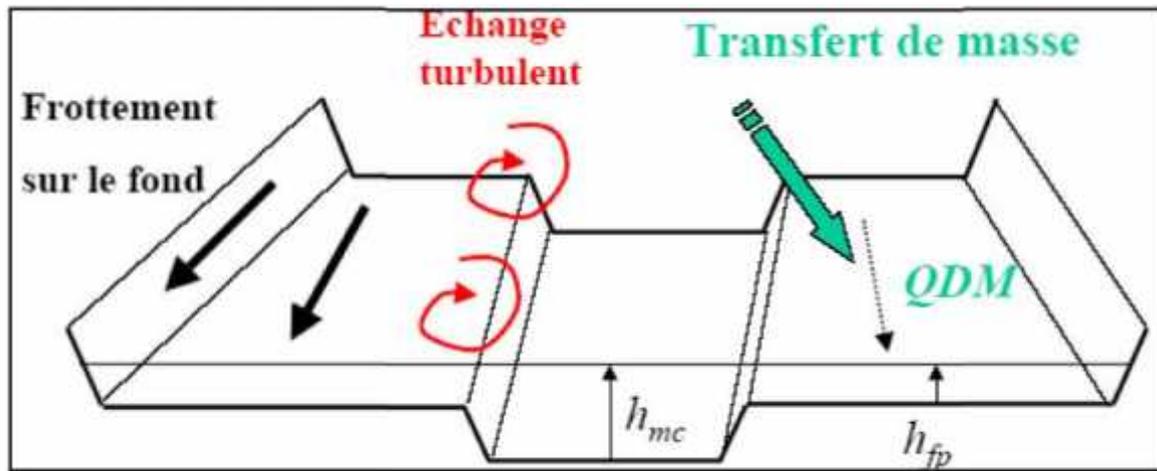


Figure.V.6. Différentes pertes de charge dans un écoulement en lits composés (Proust, 2005)
 Abréviations : QDM=Quantité de Mouvement

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.

V.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 *METLILI* et de proposer les variantes d'aménagements correspondants, il est souhaitable de donner quelques définitions-clés utilisées dans cette étude.

V.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.V.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. V.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

V.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 NRC. Si l'oued n'admet pas de zones inondables, on ne peut alors déterminer la localisation exacte des aires dites de "sécurité". La figure (V.7) suivante illustre un exemple de vues en plan et en section en travers.

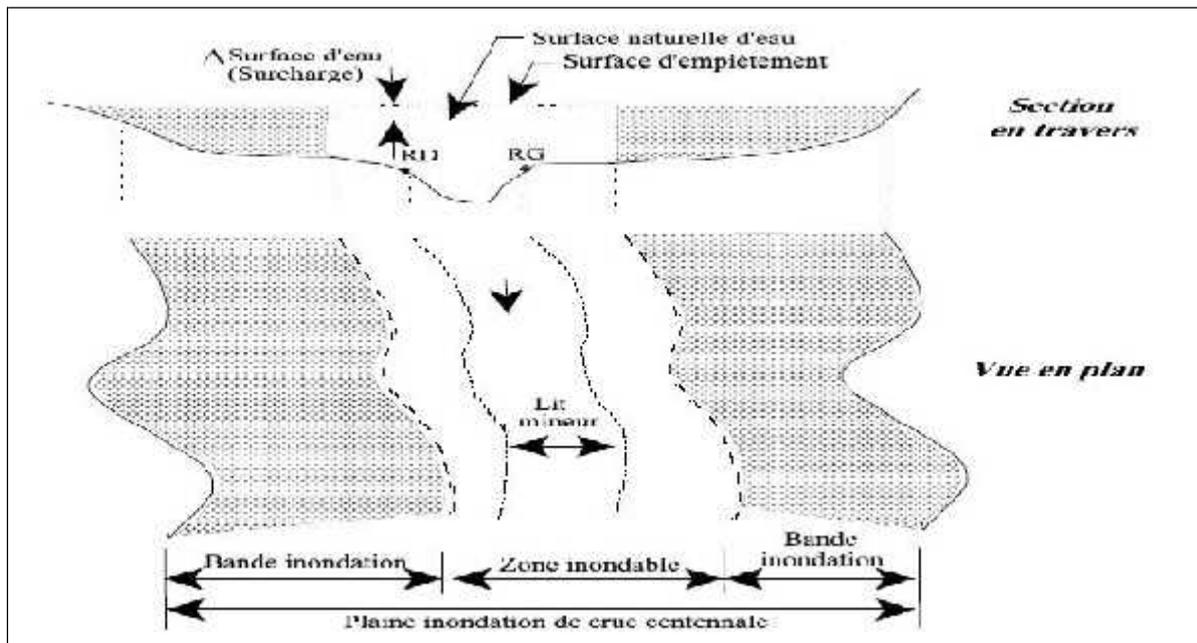


Figure. V.7. Vues en section en travers et en plan d'une zone inondable

V.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 (V.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.

V.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 (V.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.

V.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.

Dans notre cas l'application du modèle HEC-RAS a été faite sur la globalité du tronçon de l'oued *Metlili* longeant le secteur à protéger contre les inondations et ce en utilisant le levé topographique de l'Oued, sur une longueur de 18 Km.

Les sections en travers géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS ont été extraites en utilisant le logiciel Auto CAD en combinaison avec Covadis .

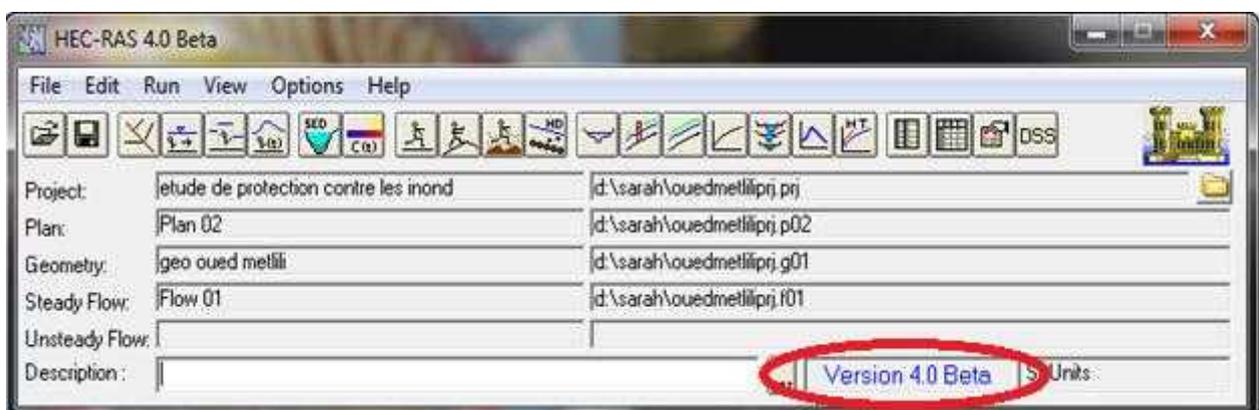


Figure V.8 : Fenêtre principale du logiciel HEC-RAS.

V.5.10. Étapes de simulation par HEC-RAS :

La simulation de l'écoulement d'eau par HEC-RAS passe par les étapes suivantes :

- Création du projet HEC RAS,
- Préparation des données topographiques (création de la géométrie de l'Oued),
- Choix des paramètres hydrométriques et conditions aux limites,
- Simulation hydraulique.

V.5.10.1.. Création d'un nouveau projet (New Project) :

- On commence par Choisir un nom et un titre de projet ainsi que l'emplacement des fichiers.

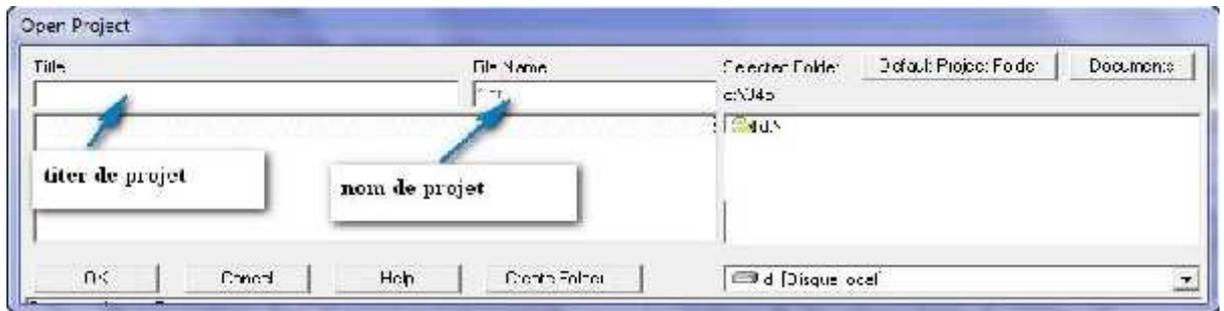


Figure V.9: Création de nouveau projet HEC-RAS.

V.5.10.2. Préparation des données topographiques pour l'HEC RAS :

Introduction des données topographiques à partir d'une première icone (**enter géométrie data**).

V.5.10.3. Coefficient de Manning d'un lit composé.

Le coefficient de Manning (Chow, 1988) est une caractéristique de la nature des matériaux d'un Cours d'eau naturel (Tableau V.01).

Tab.02 : Valeurs de coefficient de Manning.

description du canal	valeur de n		
	min	normal	max
Cours d'eau naturel			
Propres ; droits, sans fosses profondes	0.025	0.030	0.033
Comme précédemment, avec cailloux et Végétation	0.030	0.035	0.040
Propres avec méandre quelque bassin	0.033	0.040	0.045
Comme précédemment, avec cailloux et Végétation	0.035	0.045	0.050
Comme précédemment avec pente et section moins efficaces	0.040	0.048	0.055
Comme précédemment, avec cailloux	0.045	0.050	0.060
Partie lentes, végétation bassin profonds	0.050	0.070	0.080
Portion encombrées végétation bassin profond, berge boisées	0.075	0.100	0.150
Fond en gravier .et cailloux, peu de blocs	0.030	0.040	0.050
Fond en cailloux et de grands blocs	0.040	0.050	0.070

Dans notre cas de l'oued de Metlili on prend la valeur de $n = 0.035$.

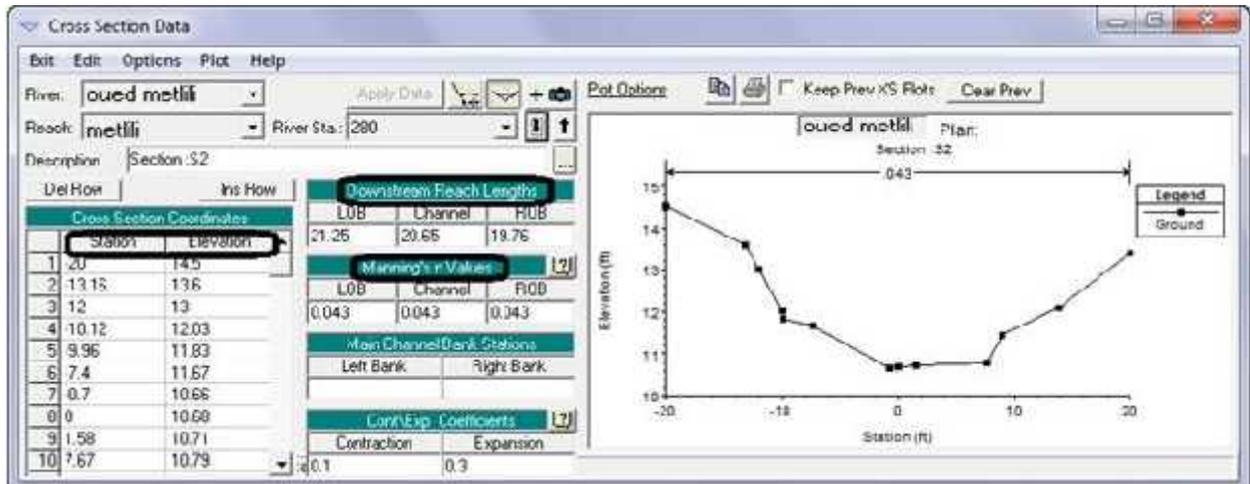


Figure V.10 : introduction des données géométriques de l'oued Metlili .

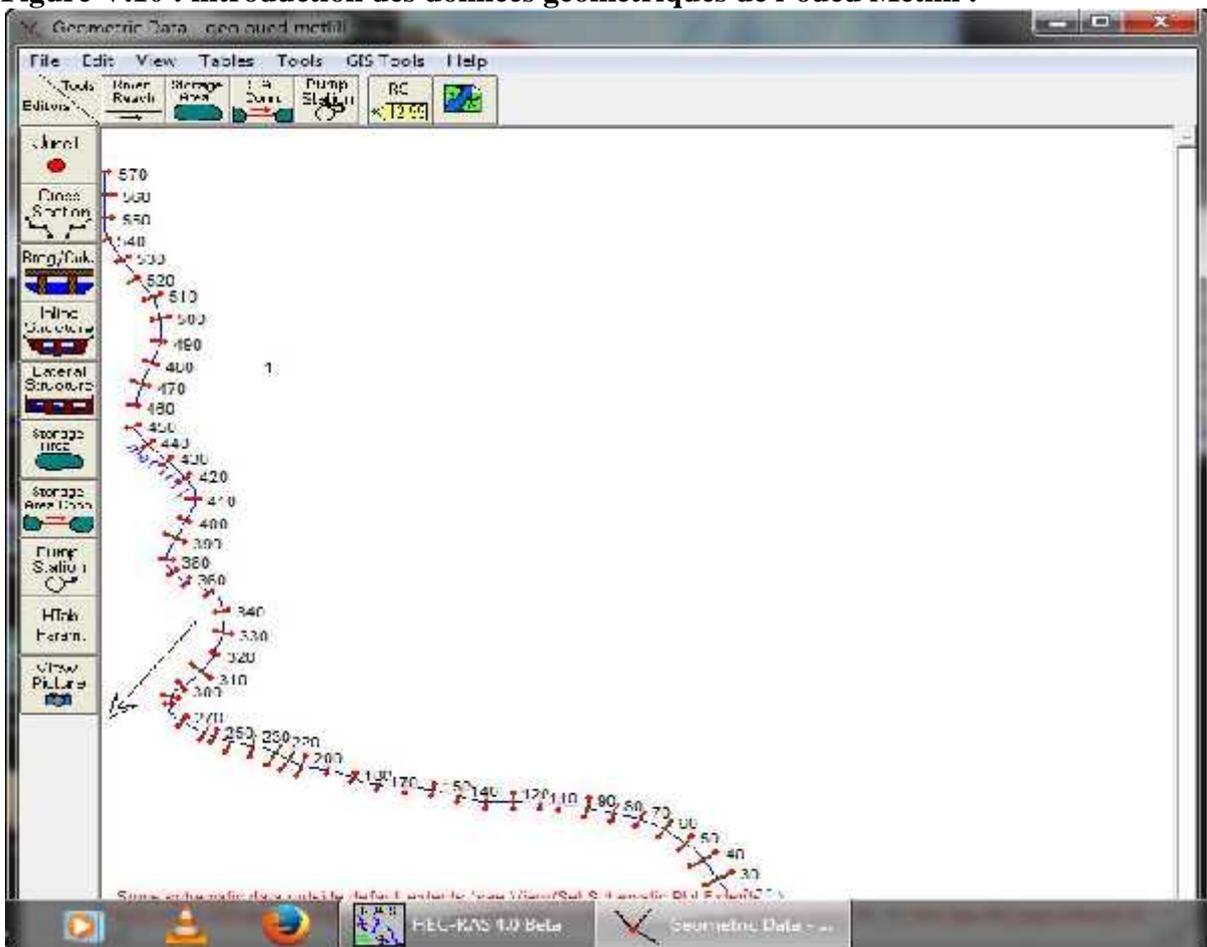


Figure V.11: Définition du tracé de l'oued et des sections.

V.5.10.4. Données hydrométriques et conditions aux limites:

Après avoir introduit la géométrie du cours d'eau, on **deuxième icone (Steady FlowData)** pour l'écoulement permanent.

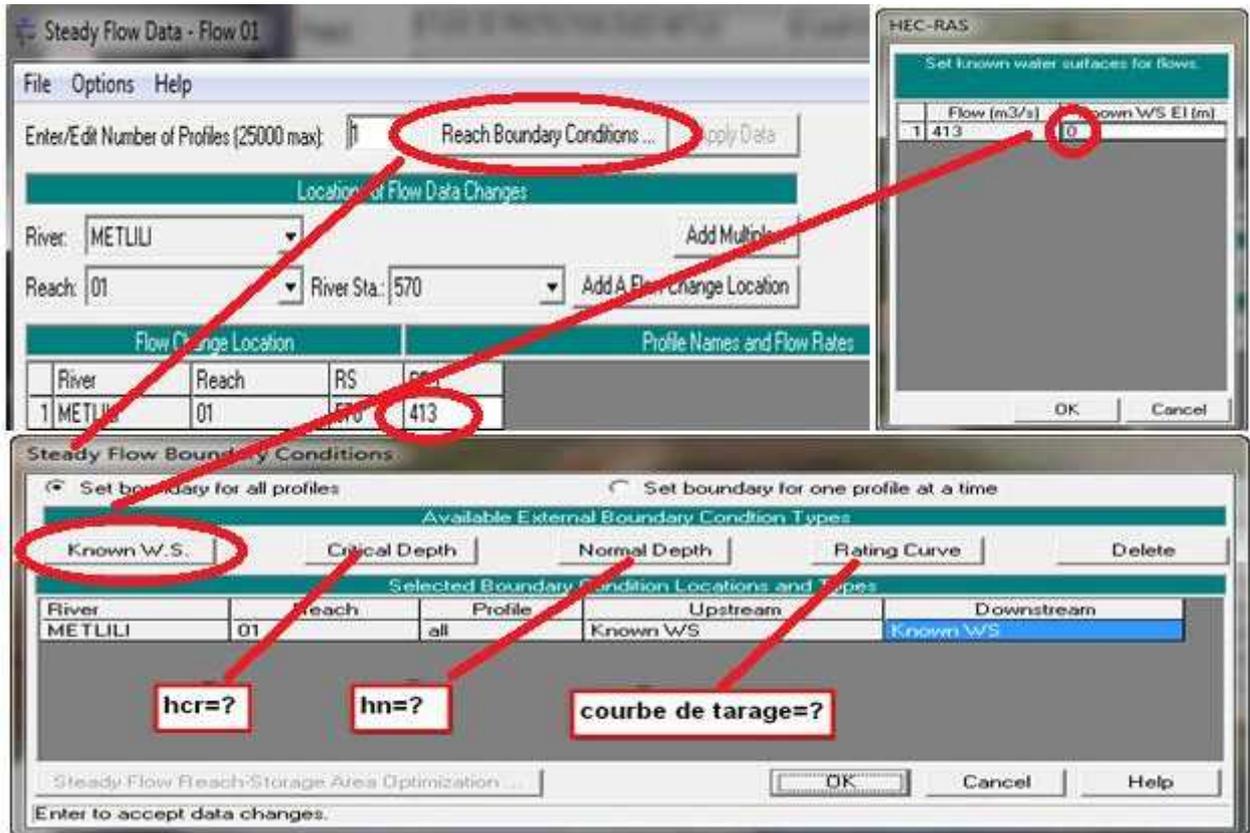


Figure V.12: Définition du débit et des conditions aux limites.

V.5.10.5. Simulation hydraulique:

Après avoir défini la géométrie, les données hydrométriques et les conditions aux limites nécessaires à la simulation, on peut passer à la troisième icone (**Perform a steady flow simulation**) pour le régime permanent, Dans notre cas on obtient la fenêtre suivante :

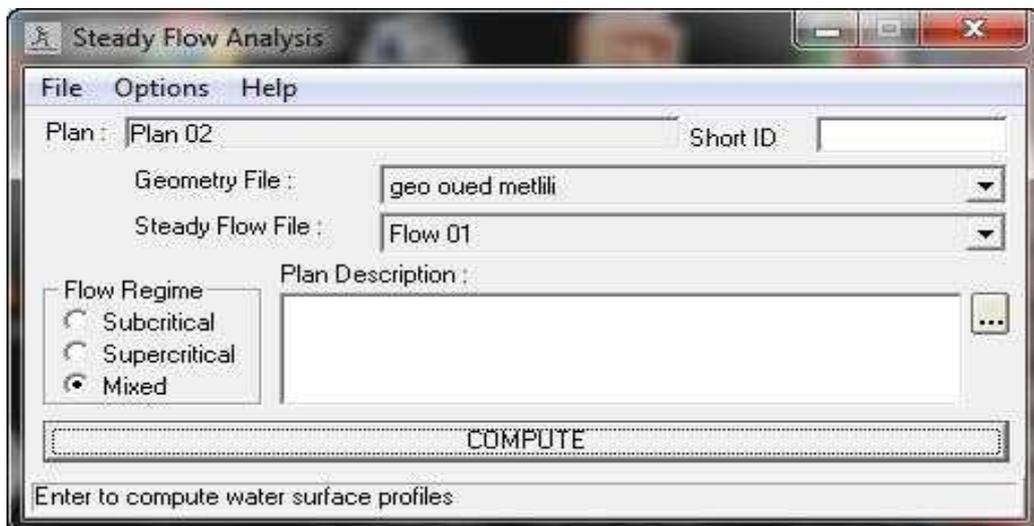


Figure V.13: Fenêtres de simulation pour le régime permanent.

V.5.10.6. Les résultats de simulation par HEC-RAS :

D'Après Les résultats de simulation HEC-RAS le nombre de Froude est varié souvent de 0.8 à 2 donc le domaine de régime est critique et torrentiel, et la vitesse peut atteindre 6 (m/s), Les résultats de simulation HEC-RAS nous permettent aussi de déterminer la zone inondable pour le débit de la crue ;

Les résultats de la simulation pour les 57 sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont présentés dans Les annexes.

V.5.11.Simulation de l'Oued METLILI 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 Metlili passe à côté de la ville sur une longueur de 18 Km, ce dernier sera découper en 57 profils en travers, afin d'avoir une bonne simulation.

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

Tableau. V.3.Résultat de la simulation de l'oued à son état nature

Reach	River Sta	Profile	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	▲
01	570	PF 1	43.28	45.75	45.75	46.95	0.001479	4.85	85.11	35.87	1.01	
01	560	PF 1	42.96	44.53	44.53	45.30	0.001533	3.92	108.39	71.27	1.00	

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	540	PF 1	413.00	42.14	45.11		45.41	0.001981	2.51	172.70	63.31	0.48
1	530	PF 1	413.00	41.58	44.75		45.16	0.002575	2.95	147.68	51.89	0.55
1	520	PF 1	413.00	41.25	43.76	43.58	44.68	0.007466	4.31	99.19	43.28	0.91
1	510	PF 1	413.00	40.54	43.83		44.12	0.001944	2.46	175.06	64.98	0.47
1	500	PF 1	413.00	40.19	43.61		43.91	0.002030	2.57	172.09	64.83	0.49
1	490	PF 1	413.00	39.64	42.71		43.52	0.005717	4.11	105.89	41.25	0.81
1	480	PF 1	413.00	39.47	42.41		42.95	0.003814	3.34	129.39	50.38	0.66
1	470	PF 1	413.00	39.16	42.40		42.63	0.001439	2.23	195.48	68.19	0.41
1	460	PF 1	413.00	38.45	41.37		42.27	0.006891	4.44	99.68	39.41	0.88
1	450	PF 1	413.00	38.02	41.20		41.67	0.003379	3.18	136.55	50.73	0.62
1	440	PF 1	413.00	37.46	40.84		41.32	0.003247	3.26	137.43	50.71	0.62
1	430	PF 1	413.00	37.06	40.63		41.01	0.002226	2.90	154.25	51.12	0.52
1	420	PF 1	413.00	36.63	40.46		40.78	0.001796	2.72	166.47	52.30	0.47
1	410	PF 1	413.00	36.29	39.86		40.49	0.003827	3.85	120.25	40.51	0.68
1	400	PF 1	413.00	35.89	38.86	38.78	39.86	0.008735	4.71	95.02	42.91	0.98
1	390	PF 1	413.00	36.06	39.31		39.44	0.000702	1.60	262.45	82.13	0.29
1	380	PF 1	413.00	34.98	38.93		39.30	0.001974	2.90	157.15	48.08	0.50
1	370	PF 1	413.00	34.75	37.92	37.83	38.98	0.008804	4.86	92.03	39.04	0.99
1	360	PF 1	413.00	34.23	37.91		38.46	0.003443	3.60	127.61	42.99	0.64
1	350	PF 1	413.00	33.97	37.58		38.09	0.003336	3.38	131.48	44.75	0.63
1	340	PF 1	413.00	33.40	37.55		37.81	0.001231	2.40	188.77	53.30	0.40
1	330	PF 1	413.00	32.43	37.59		37.70	0.000403	1.67	279.32	60.20	0.24
1	320	PF 1	413.00	31.44	35.57	35.57	37.41	0.009106	6.59	72.82	20.64	1.08
1	310	PF 1	413.00	31.18	35.42	33.43	35.51	0.000484	1.47	308.98	97.29	0.25
1	300	PF 1	413.00	30.65	35.12		35.41	0.001341	2.72	174.49	44.35	0.42
1	290	PF 1	413.00	30.65	35.13		35.31	0.000819	2.14	220.29	56.94	0.33
1	280	PF 1	413.00	30.30	33.78	33.78	35.12	0.010043	5.53	83.12	31.46	1.04
1	270	PF 1	413.00	30.00	32.28	32.63	33.67	0.020113	5.52	80.27	54.27	1.39
1	260	PF 1	413.00	29.67	32.52	31.92	32.87	0.003248	2.66	159.99	76.96	0.59
1	250	PF 1	413.00	29.29	31.82	31.82	32.63	0.009822	4.37	105.91	64.06	1.01
1	240	PF 1	413.00	29.11	31.87	31.22	32.13	0.002824	2.42	183.46	98.29	0.54
1	230	PF 1	413.00	28.74	31.69		31.92	0.002465	2.30	194.07	102.77	0.51
1	220	PF 1	413.00	28.15	31.72		31.79	0.000468	1.31	350.47	129.78	0.24
1	210	PF 1	413.00	28.56	31.59		31.75	0.001418	1.82	242.09	122.92	0.39
1	200	PF 1	413.00	28.29	31.54		31.68	0.000867	1.74	256.76	93.17	0.32
1	190	PF 1	413.00	27.60	30.41	30.22	31.39	0.008091	4.72	94.82	38.83	0.95
1	180	PF 1	413.00	27.02	30.11		30.67	0.003989	3.58	126.13	47.55	0.68
1	170	PF 1	413.00	26.74	29.83		30.27	0.002893	3.15	142.67	51.83	0.59
1	160	PF 1	413.00	26.45	28.99		29.79	0.006790	4.17	105.77	46.85	0.87
1	150	PF 1	413.00	25.83	28.49		29.09	0.005354	3.58	121.54	56.08	0.76
1	140	PF 1	413.00	25.44	28.12		28.57	0.003695	3.08	140.85	60.73	0.64
1	130	PF 1	413.00	25.00	27.94		28.22	0.002117	2.43	178.41	72.62	0.49
1	120	PF 1	413.00	25.05	27.80		28.01	0.001517	2.13	200.87	75.53	0.42
1	110	PF 1	413.00	24.55	27.32		27.76	0.003393	3.13	141.51	57.54	0.62
1	100	PF 1	413.00	24.02	26.40	26.40	27.31	0.009887	4.48	99.63	55.26	1.02
1	90	PF 1	413.00	23.91	26.22	25.53	26.52	0.002709	2.54	172.67	83.53	0.54
1	80	PF 1	413.00	23.69	25.99		26.24	0.002367	2.34	186.89	90.80	0.51
1	70	PF 1	413.00	23.34	25.62		25.94	0.003094	2.63	164.55	80.26	0.58
1	60	PF 1	413.00	23.09	25.29		25.60	0.003303	2.64	168.78	91.44	0.59
1	50	PF 1	413.00	22.41	24.78		25.19	0.004433	2.95	147.88	81.31	0.68
1	40	PF 1	413.00	22.58	24.61		24.80	0.002183	2.07	213.79	122.66	0.48
1	30	PF 1	413.00	22.24	24.30		24.54	0.002806	2.29	195.65	121.57	0.54
1	20	PF 1	413.00	21.92	24.04	23.39	24.26	0.002414	2.17	201.50	114.96	0.50
1	10	PF 1	413.00	21.66	23.14	23.14	23.76	0.010687	3.57	120.80	101.51	0.99

V.5.11.1. Affichage des résultats de simulation sous forme graphique.

a) affichage de profil en long :

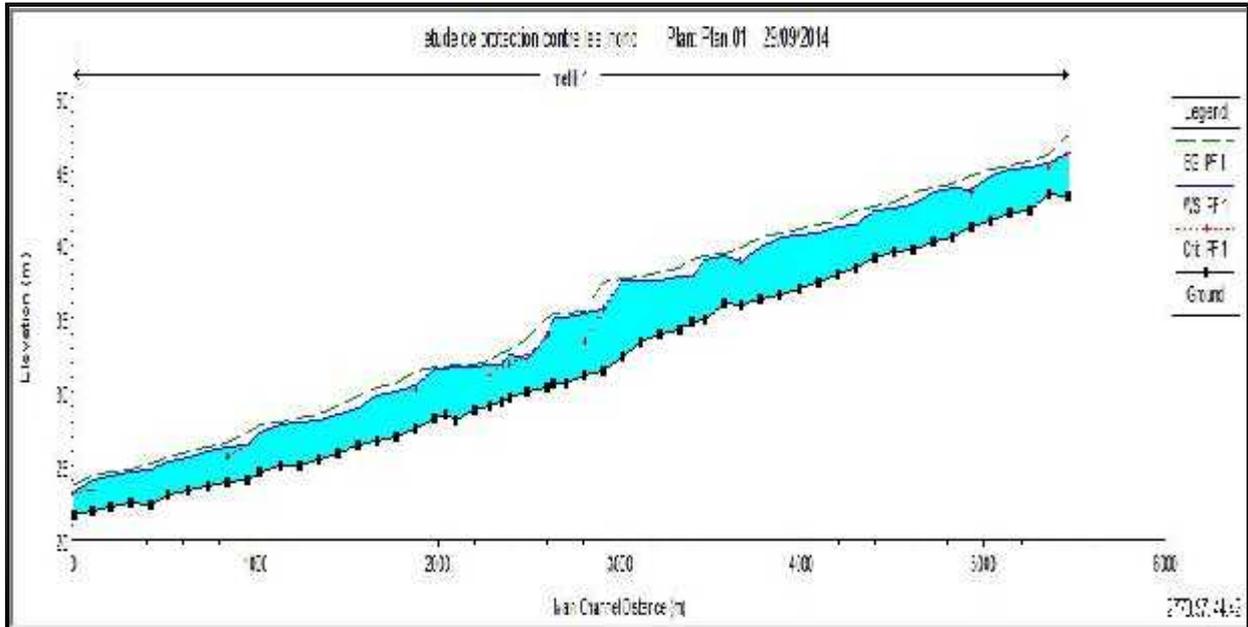


Figure V.14: Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long).

b) Affichage des profils en travers : VOIR LES ANNEXES.

Commentaire :

On remarque que l'oued Metlili déborde tout le long de son parcours à côté de la ville,

V.5.11.2. Etude 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, dans notre cas deux variantes sont proposées :

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

Deuxième variante: protection avec une retenue.

a) Première variante d'aménagements (recalibrage de l'oued en canal trapézoïdale).

On propose comme première variante un aménagement de l'oued en un canal trapézoïdale de dimension à déterminer grâce à une simulation dans le logiciel HEC-ras, la faible pente du thalweg naturel, va nous conduire 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.

b) deuxième variante d'aménagements : d'après l'étude géologique et géotechnique effectué au niveau du bureau d'étude la deuxième variante ne présentera pas une solution adéquate pour la protection de notre zone d'étude a cause de :

- Le cout de projet par apport a la première variante
- La fondation et ces caractéristiques donc on s'intéresse a détaillé la première variante

V.5.12.Choix des paramètres de dimensionnement

V.5.12.1.Choix de la largeur du fond

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

V.5.12.2. Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

Largeur du fond $b = 7m$;

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. V.4.les résultat de la simulation de l'oued en canal trapézoïdale

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	570	PF 1	413.00	43.28	45.69	45.69	46.91	0.001978	4.89	84.42	35.00	1.66
1	560	PF 1	413.00	43.35	44.23	44.84	46.40	0.011742	6.52	63.30	72.00	2.22
1	550	PF 1	413.00	42.35	43.49	44.03	45.34	0.007167	6.02	68.61	60.00	1.80
1	540	PF 1	413.00	42.15	44.04	43.74	44.61	0.001154		123.48	65.00	1.66
1	530	PF 1	413.00	41.58	43.90		44.50	0.000961	3.42	120.77	52.09	1.36
1	520	PF 1	413.00	41.25	43.30	43.30	44.33	0.001974		91.83	45.00	1.16
1	510	PF 1	413.00	40.54	41.49	42.14	43.79	0.011396	6.72	61.44	65.00	2.21
1	500	PF 1	413.00	40.19	42.70	41.79	43.02	0.000469	2.54	162.87	65.00	1.28
1	490	PF 1	413.00	39.64	42.20		42.91	0.001049	3.75	110.13	43.00	1.68
1	480	PF 1	413.00	39.47	42.35		42.74	0.000509	2.76	149.77	52.00	1.43
1	470	PF 1	413.00	39.16	42.48		42.64	0.000161	1.78	232.66	72.50	1.51
1	460	PF 1	413.00	38.45	41.13	41.13	42.48	0.002002	5.15	80.19	30.00	1.51
1	450	PF 1	413.00	37.76	38.78	39.61	41.89	0.014221	7.82	52.83	52.00	2.48
1	440	PF 1	413.00	37.46	38.80	39.31	40.59	0.005734	5.93	69.63	52.00	1.64
1	430	PF 1	413.00	37.06	38.58	38.92	39.98	0.003816	5.24	78.89	52.00	1.36
1	420	PF 1	413.00	36.63	39.13	38.49	39.64	0.000836	3.18	130.02	52.29	2.31
1	410	PF 1	413.00	36.29	38.40	38.40	39.46	0.001959	4.56	90.48	43.00	1.43
1	400	PF 1	413.00	35.89	37.68	37.99	39.15	0.003330	5.37	76.87	43.00	1.28
1	390	PF 1	413.00	35.47	38.10	36.81	38.28	0.000228	1.84	223.93	85.00	1.84
1	380	PF 1	413.00	34.98	37.77		38.21	0.000583	2.96	139.39	50.00	2.31
1	370	PF 1	413.00	34.75	36.96	36.96	38.07	0.002815	4.68	88.30	40.00	1.50
1	360	PF 1	413.00	34.23	35.69	36.27	37.70	0.005830	6.28	65.73	45.00	1.66
1	350	PF 1	413.00	33.97	35.82	36.01	37.07	0.002698	4.95	83.36	45.00	1.16
1	340	PF 1	413.00	33.40	35.94	35.19	36.39	0.000642	2.96	139.46	55.00	1.84
1	330	PF 1	413.00	32.39	36.10		36.27	0.000190	1.86	222.15	60.40	1.50
1	320	PF 1	413.00	31.44	34.52	34.52	36.09	0.002075	5.45	74.65	24.20	1.50
1	310	PF 1	413.00	31.18	34.49	32.38	34.57	0.000077	1.25	330.84	100.00	2.31

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chri (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	310	PF 1	413.00	31.18	34.49	32.38	34.57	0.000077	1.25	330.84	100.00	2.22
1	300	PF 1	413.00	30.65	34.14		34.52	0.000393	2.75	150.03	43.00	1.16
1	290	PF 1	413.00	30.65	34.23		34.45	0.000212	2.10	197.09	55.00	1.36
1	280	PF 1	413.00	30.30	32.97	32.97	34.32	0.002000	5.15	80.22	30.00	1.28
1	270	PF 1	413.00	30.00	31.02	31.78	33.75	0.013551	7.32	56.42	55.00	2.31
1	260	PF 1	413.00	29.45	30.32	30.88	32.24	0.011290	6.14	67.29	77.00	2.10
1	250	PF 1	413.00	29.29	30.63	30.89	31.78	0.003606	4.74	87.15	65.00	1.31
1	240	PF 1	413.00	29.12	30.94	30.32	31.20	0.000541	2.26	182.56	100.00	1.16
1	230	PF 1	413.00	28.74	30.97		31.14	0.000296	1.82	226.57	102.76	2.22
1	220	PF 1	413.00	28.14	31.03		31.09	0.000070	1.10	375.13	130.00	1.16
1	210	PF 1	413.00	28.56	30.98		31.08	0.000147	1.42	290.74	123.62	1.36
1	200	PF 1	413.00	28.29	30.93		31.07	0.000195	1.65	250.38	95.00	1.16
1	190	PF 1	413.00	27.60	29.81	29.81	30.92	0.002190	4.68	88.30	40.00	1.00
1	180	PF 1	413.00	27.02	28.29	28.92	30.44	0.007349	6.43	63.62	50.00	1.84
1	170	PF 1	413.00	26.50	29.14	28.35	29.60	0.000635	3.01	137.29	52.00	1.66
1	160	PF 1	413.00	26.45	28.44	28.44	29.44	0.002169	4.43	93.33	47.07	1.28
1	150	PF 1	413.00	25.83	27.04	27.60	28.95	0.007897	6.12	67.48	56.09	1.78
1	140	PF 1	413.00	25.44	26.72	27.10	28.14	0.005159	5.29	78.21	61.72	1.50
1	130	PF 1	413.00	25.00	27.10	26.45	27.45	0.000620	2.62	157.40	75.00	2.48
1	120	PF 1	413.00	24.99	26.92		27.36	0.001014	2.95	139.95	75.31	1.28
1	110	PF 1	413.00	24.54	26.29	26.29	27.17	0.002127	4.15	99.47	57.16	1.16
1	100	PF 1	413.00	24.02	25.35	25.76	26.86	0.005121	5.46	75.67	57.00	1.51
1	90	PF 1	413.00	23.91	24.86	25.24	26.19	0.006511	5.12	80.67	85.00	1.68
1	80	PF 1	413.00	23.63	25.11	25.11	25.83	0.005205	3.76	109.78	77.05	2.22
1	70	PF 1	413.00	23.34	24.76	24.77	25.48	0.002194	3.76	109.75	77.60	1.16
1	60	PF 1	413.00	23.10	24.09	24.36	25.12	0.004725	4.49	91.95	92.00	1.43
1	50	PF 1	413.00	22.41	23.43	23.75	24.59	0.005136	4.76	86.68	85.00	1.51
1	40	PF 1	413.00	22.58	23.61	23.61	24.13	0.002526	3.20	129.03	125.00	1.50
1	30	PF 1	413.00	22.24	23.17	23.27	23.81	0.003208	3.56	116.17	125.00	1.18
1	20	PF 1	413.00	21.92	23.32	22.99	23.63	0.000812	2.48	166.82	119.60	2.22
1	10	PF 1	413.00	21.66	22.86	22.86	23.47	0.002168	3.45	119.81	100.00	1.36

Commentaire :

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

V.5.12.3.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 sécurit choisie est de l'ordre de 1 m.

Chapitre VI

Etude
De
Stabilité

Introduction :

En pratique, dans le rôle du béton armé deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :**

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire, destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu). Dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

- **Second cas**

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas, la fissuration est admise, étant entendu en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc.).

VI.1. Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

- **Les actions permanentes:**

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

- **Les actions variables :**

- poids et poussée du liquide contenu, le cas de l'ouvrage vide étant également à considérer ;
- charges climatiques : vent; neige;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations :
 - variations de poussée de l'eau intérieur à l'ouvrage,
 - Charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
 - Effets thermiques,
 - Dépressions et surpressions.

- **Les actions accidentelles :** c'est les actions qui prennent en compte les Séismes, crues, chocs, etc. et qui sont définies à partir des documents particuliers.

VI.2. Stabilité du canal :

On calcule la stabilité dans un 1 m linéaire

➤ **Poids propre de section de canal P_{ca} :**

$$P_{ca} = \gamma_b \cdot S \cdot l \dots\dots\dots (VI.3.1)$$

Ou : γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b=2,5T/m^3$.

S: section du canal $S=3.765m^2$.

On aura : **$P_{ca}=9.41T$** .

➤ **Force de sous pression W_L :**

Pour calculer les forces de sous pression, on trace d’abord les épures des sous pressions. Pour ce faire on utilise la méthode de BLIGH qui considère que la charge d’eau infiltrée, est répartie uniformément sur le long du contour souterrain.

Afin d’éviter les déformations d’infiltration on doit vérifier l’inégalité de BLIGH: **$L_R > L_{CD}$** .

Ou : L_R : longueur réelle du contour souterrain **$L_R=18.16m$**

L_{ad} : longueur déployée **$L_{adm}=C.H$**

C : coefficient de proportionnalité qui dépend du type de sol : **$C=4$**

D’où **$L_{CD}=8m$**

Alors la condition est vérifiée.

Les sous pressions en chaque point du contour sont donnée par la formule suivante :

Tableau : VI. 1 : Force de sous pression W_L :

N	cheminement surface	Cheminement efficace	Charge statique	Soulèvement
1	0	0	0	0
2	2.46	2.46	2.0	0,27

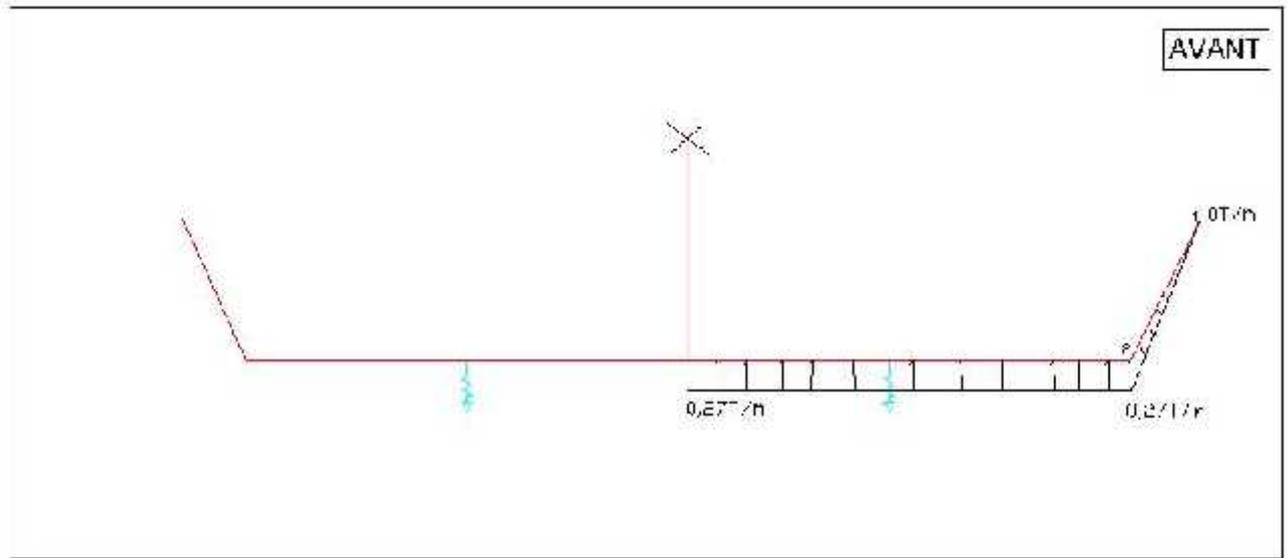


Figure. VI. 1. Schéma donnant la Force de sous pression W_L

Donc :

$$W_L = S \cdot L \cdot U_{eau} \dots\dots\dots (VI.3.2)$$

Avec S : surface de l'épure des sous pressions hydrostatiques.

L : Longueur de cheminement

$$W_S = 4.96T$$

On a $P_{ca} > W_L$ donc la stabilité de canal est vérifiée.

VI.3. Les pressions agissant sur le canal :

Dans notre cas nous aurons donc à considérer en dehors du poids propre des canaux :

- Les poussées de l'eau agissant de l'intérieur vers l'extérieur.
- Les pousses de l'eau agissant de l'intérieur vers l'extérieur.
- Les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

Dans notre cas les calculs sont faits dans le cas la plus défavorable, c à d répondre la section maximale.

Pour le calcul toutes les poussées agissantes sur le canal de l'oued principal, trois cas peuvent se présenter :

1. canal vide avec poussées des terres.
2. canal plein d'eau sans poussées des terres.
3. combinaison des deux cas.

VI.3.1: canal vide avec poussées des terres

Les poussées de terres : p



Figure. VI.2. Les poussées des terres agissant sur le canal

$$p = K \cdot U \cdot h \quad \dots\dots\dots (VI.4.1.1)$$

Avec :

p : Pression due à la Poussée des terres (Tf/m²)

h : la hauteur des parois (m)

K : Coefficient de poussée [=tan² (/4 - /2)]

U : Poids volumique des terres (1,8 Tf/m³)

On a $\alpha = 30^\circ$ (angle de frottement de sol), Alors $K = 0.333$

Si $h=0m \rightarrow p=0 \text{ tf/ m}^3$

Si $h=2m \rightarrow p=1.08 \text{ tf/ m}^3$

Le diagramme des pressions est triangulaire donc la force P est appliquée à $\frac{h}{3}$

On pose une surcharge majeure

. q : la surcharge (1T/m²)

VI.3.2.canal plein d'eau sans poussées des terres

$$P_{eau} = \dots.g.h \quad \dots\dots\dots (VI.4.2)$$

Avec :

P_{eau} : Pression due à l'eau (Tf/m²)

... : Poids volumique de l'eau

h : la charge d'eau (m)

Donc : $P_{eau} = 2Tf / m^2$

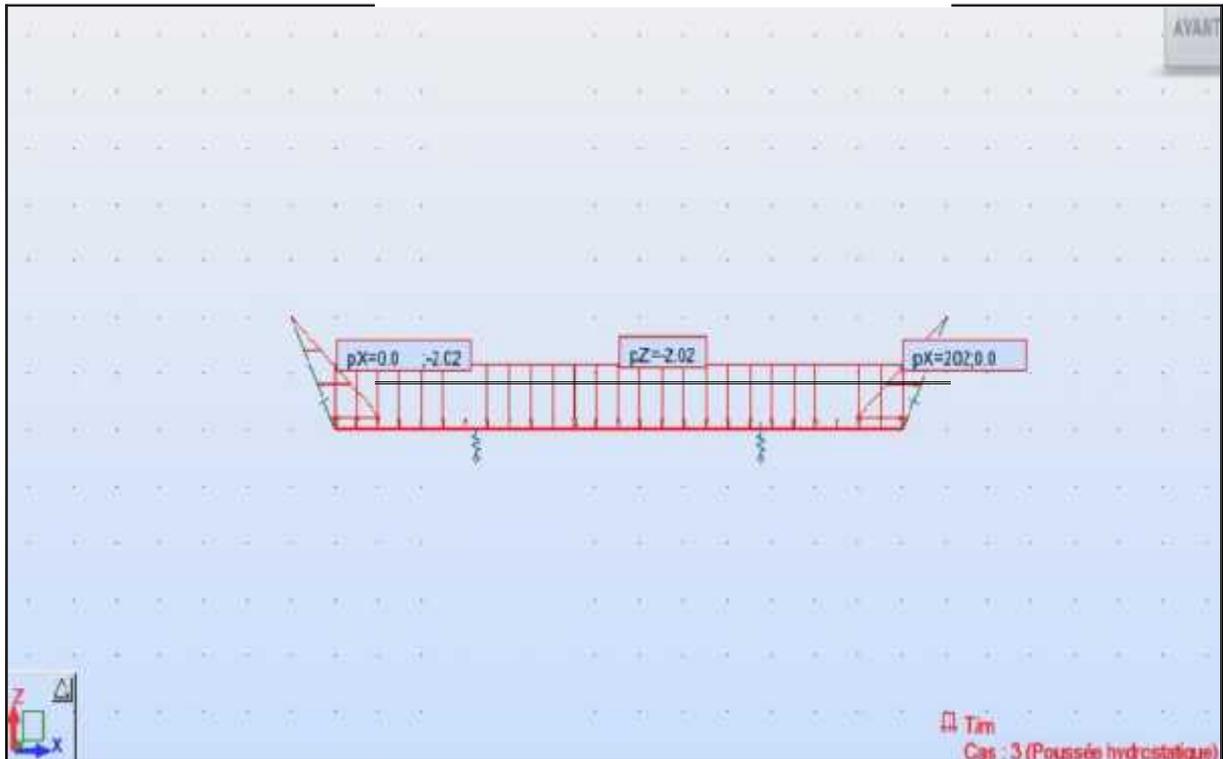


Figure. VI.3. Poussée hydrostatique

VI.3.3. combinaison des deux cas

$$P_{ultime} = 1.35(p + p_p) + 1,5p_{eau} \dots\dots\dots (VI.4.3)$$

Avec :

P_{ultime} : Pression ultime

p : Pression due à la Poussée de terre.

P_{eau} : Pression due à la Poussée d'eau.

P_{eau} : La pression hydrostatique.

Donc : $P_{ultime} = 13,09Tf / m^2$

VI.4. calcul de ferrailage :

- calcul des moments

Le calcul a été effectué par le logiciel «Auto desk Robot Structurel Analysis 2010»

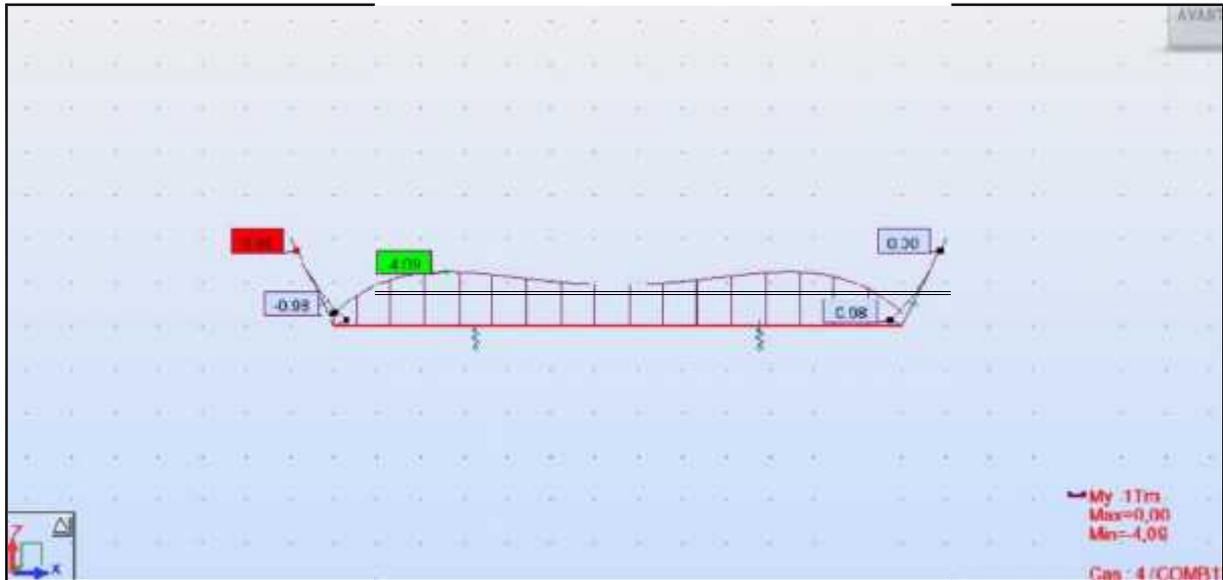
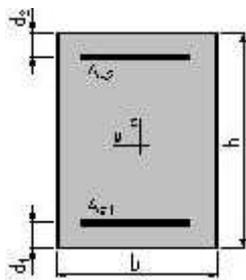


Figure .VI.4 : diagrammes des moments

Le ferrailage du canal se fait a flexion simple



b = 100,0 (cm)

h = 20,0 (cm)

d₁ = 3,0 (cm)

d₂ = 3,0 (cm)

- Les étapes de calcul

$$\tilde{\eta} = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \dots\dots\dots (VI.5.1)$$

Donc $\tilde{\eta} = 0.100 \quad \tilde{\eta} < \tilde{\eta}_R \quad (\tilde{\eta}_R=0.186)$

$$\Gamma = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\eta}}}{0.8} \dots\dots\dots (VI.5.2)$$

Donc $\Gamma = 0.131$

$$z_R = 17 (1 - 0,4 \Gamma) = 16.1 \text{ cm} \dots\dots\dots (VI.5.3)$$

$$A_s = \frac{M_R}{z_R \cdot \frac{F_e}{u}} \dots\dots\dots (VI.5.4)$$

$$A_s = 7.30 \text{ cm}^2$$

• Pour $A_s = 5T_{14}$

$$e = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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 METLILI 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,

Pour mieux enrichir notre étude on s'est basé sur la simulation hydraulique pour avoir une vision sur les solutions adéquates, le problème de débordement se produit le long de l'oued ce qui a nécessité la réalisation de canal sous une forme trapézoïdale en béton armé tous le long de l'oued.

Toute fois une étude rigoureuse s'avère d'une importance majeure afin de garantir les conditions d'écoulement optimales. Cependant, la longévité et la pérennité de ses systèmes de protection sont tributaires de leur entretien, leur exploitation et leur gestion. D'où il est indispensable de pratiquer de manière rationnelle un entretien, une maintenance et une bonne gestion pour assurer le bon fonctionnement de notre ouvrage de protection.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

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.

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 Civi,

Boumesseneh, A (2007): *Les inondations dans la ville de BISKRA Causes et Impacts* .Mémoire de Magister. Univ. de Batna Algérie. 120p.

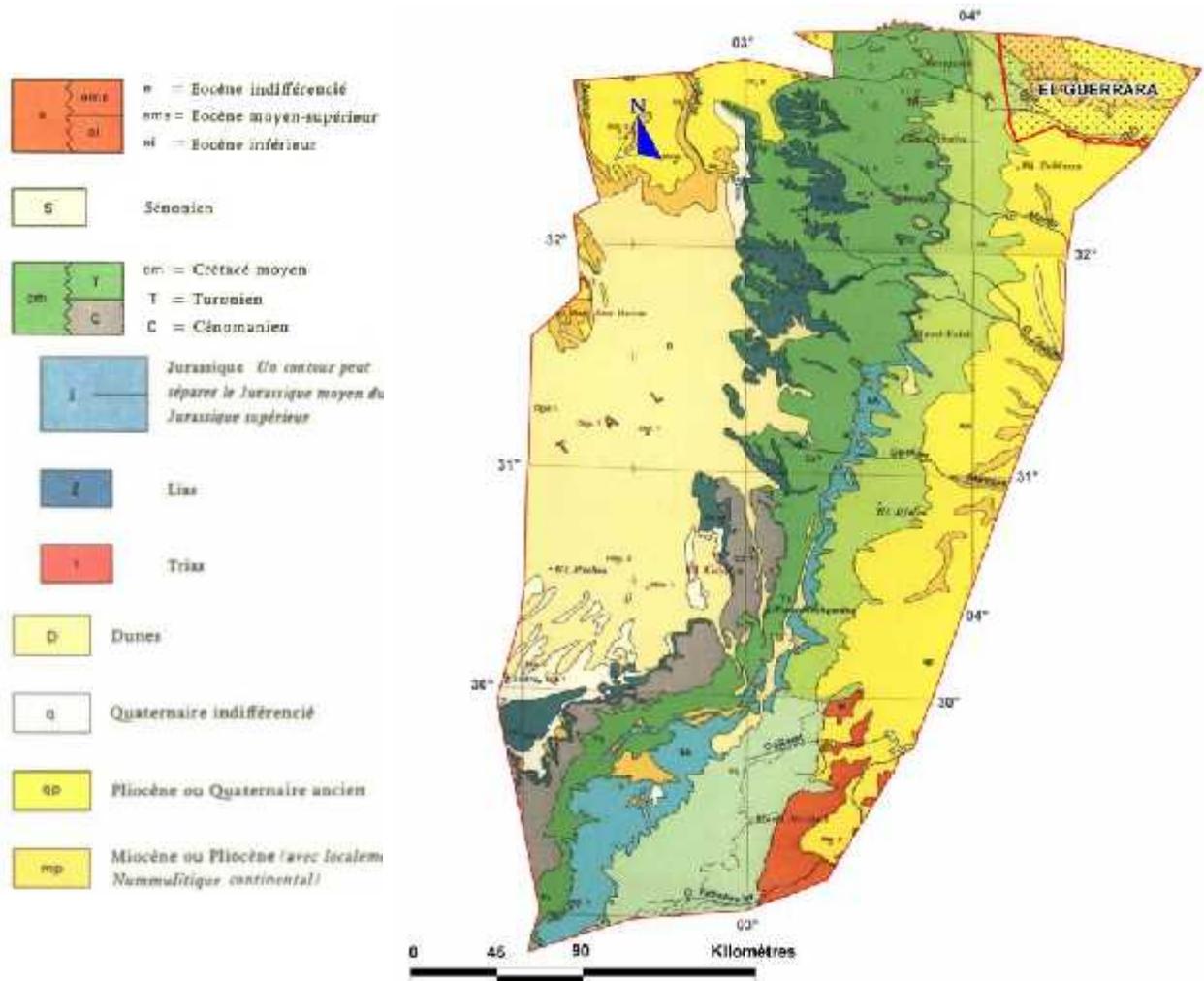
DGPC (Direction Générale De La Protection Civile) «Algérie», Bureau des risques naturels:*Les inondations en Algérie*, 21p, disponible sur le site de la Direction Générale de la Protection Civile

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 site

Touaibia, B (2004):Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie..166p.

M^r M.HASSANE, cours d'hydraulique 5^{ème} année ENSH 20013/2014.

ANNEXE N°01 : Carte géologique de la wilaya de Ghardaïa



ANNEXE N°02 : Liste des crues de l'Oued Metlili

Tableau: Liste des crues de l'Oued Metlili de 1921 à Octobre1995

Dates des crues	Importance	Observations
A- De 1921 à1937		
(d'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa. Communiqués au Professeur CAPOT-REY.En février1938)		
1921 – 14/15 mai	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1927 – 15 mai	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1929 – 6 septembre	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
24 septembre...	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1931 – 15 avril	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
29 mai	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1932 – 10 novembre	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1933 – 18 juin	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1934 – 29 septembre ...	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
5 novembre	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1935 – 29 avril	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1936 – 1 mai.....	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
B – De 1938 à 1951		
(d'après les états mensuels fournis par l'Annexe de Ghardaïa depuis avril 1938. Complétés par ceux du poste Météorologique de Ghardaïa)		
1939 – février	moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1940 – mars	légère	
29 aout	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1941 - mars	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
19 avril	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
Mai	moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
7 juin	importante	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
13 octobre	importante	Inondation du tiers de l'oasis de Metlili.
1943 – mars	peu importante	Inondation
avril	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
Novembre	quelques ravins	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1944 – décembre	moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1945 – octobre	moyenne	crue jusqu'à 2 kms en aval du ksar.
1946 – janvier	très importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1947 – 6 avril	moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1948 – 30 septembre...	faible	Extrémité amont de l'oasis de Metlili ; inondée.
1949 – 24 avril	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.

1950 – 6 septembre...	importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
Octobre	forte	Inondation de l'oasis de Metlili.
1951 – 5 mars	forte	Inondation de l'oasis de Metlili.
1952-23 Septembre	Assez forte	
1953 – Mars	Faible	

Dates des crues	Importance	Observations
1975 Avril	Moyenne (23mm)	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1980 Novembre	Importante (31mm/46mm)	Inondation de l'oasis de Metlili.
1984 - Fin octobre	Faible	
1986 Mars	Importante (36mm)	Inondation de l'oasis de Metlili.
1990 Janvier	Moyenne (27mm)	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1990 – 11 Mai	Faible	
1190 Novembre	Moyenne (22mm)	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1991 - 2 juin	Très importante	Inondation de l'oasis de Metlili.
1993	Faible	
1994-15 Mars	Moyenne (22mm)	Inondation partielle de l'oasis de Metlili.
1994-16 Mars	Faible (13)	
1994 - 28 sept	Très importante (54mm)	Inondation de l'oasis de Metlili + dégâts matériel
1995 - Septembre	Assez forte	Inondation de l'oasis de Metlili.
1995 - 8 octobre	Assez forte	Inondation de l'oasis de Metlili.
2003 - Mars	Importante (44mm)	Inondation de l'oasis de Metlili + dégâts matériel
2004 - Juin	Importante (35 mm)	Inondation de l'oasis de Metlili.

ANNEXE N°03:

La série des pluies moyennes annuelles du 1982 jusqu'a 2012 pour la station de GHARDAIA

ANNEES	PLUIES (mm)	ANNEES	PLUIES (mm)
1982	80	1998	19
1983	12	1999	115
1984	77	2000	42
1985	48	2001	45
1986	107	2002	93
1987	58	2003	100
1988	65	2004	165
1989	33	2005	60
1990	127	2006	72
1991	67	2007	89
1992	74	2008	193
1993	28	2009	203
1994	152	2010	37
1995	62	2011	55
1996	72	2012	30

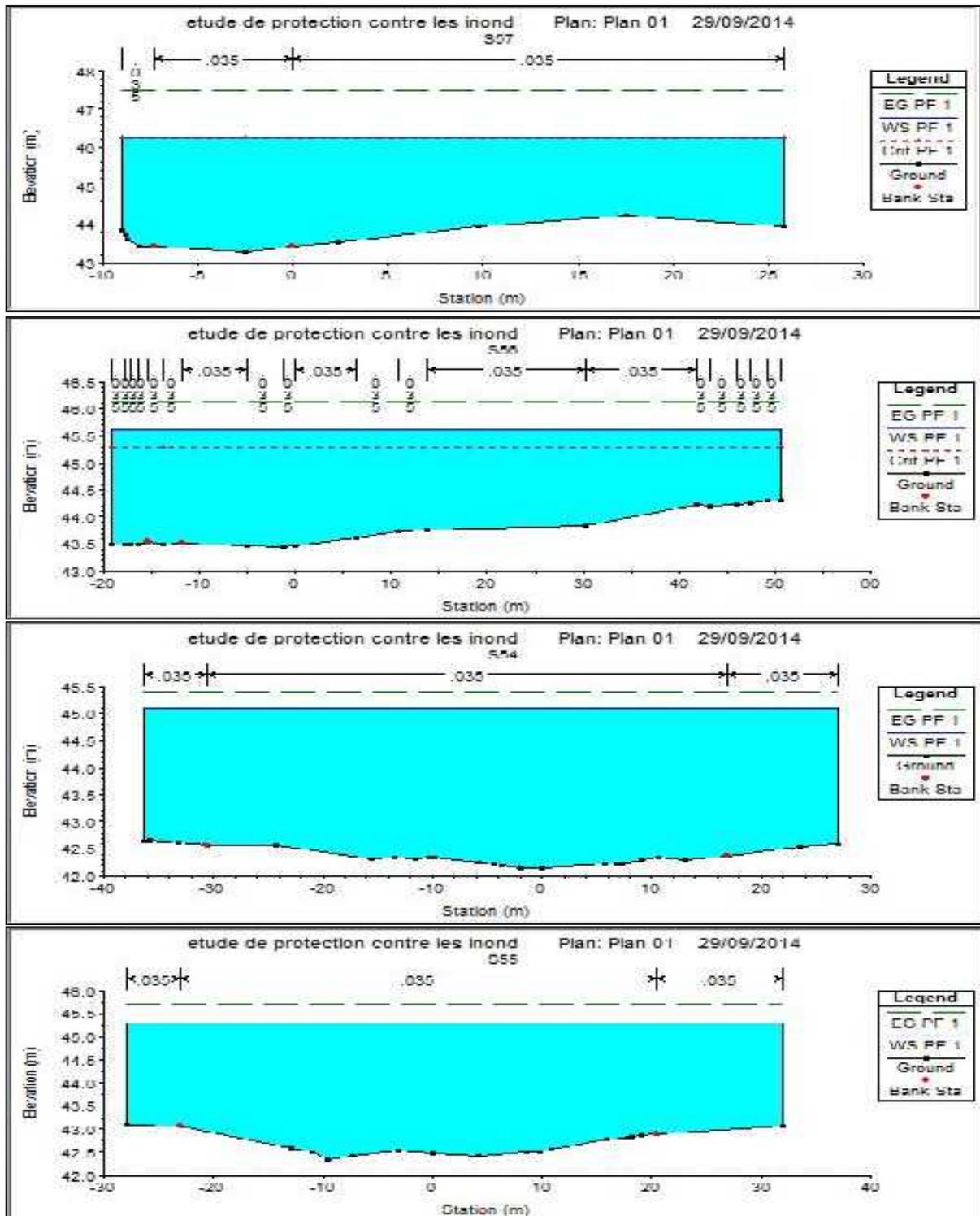
ANNEXE N°04: Les pluies maximales journalières:

Année	P max. j(mm)	Année	P max. j(mm)
1976 /77	24.7	1993/94	12.6
1977/78	17.2	1994/95	11.9
1978/79	17.9	1995/96	15.8
1979/80	11.3	1996/97	30.3
1980/81	18.6	1997/98	12.0
1981/82	64.5	1998/99	23.0
1982/83	1.0	1999/2000	3.5
1983/84	9.4	2000/01	26.0
1984/85	2.9	2001/02	18.0
1985/86	20.2	2002/03	24.0
1986/87	6.8	2003/04	33.0
1987/88	36.6	2004/05	46.0
1988/89	8.8	2005/06	7.0
1989/90	8.9	2006/07	16.2
1990/91	6.7	2007/08	10.0
1991/92	27.9	2008/09	23.0
1992/93	10.9	2010/11	13.1
		2011 /12	20.0

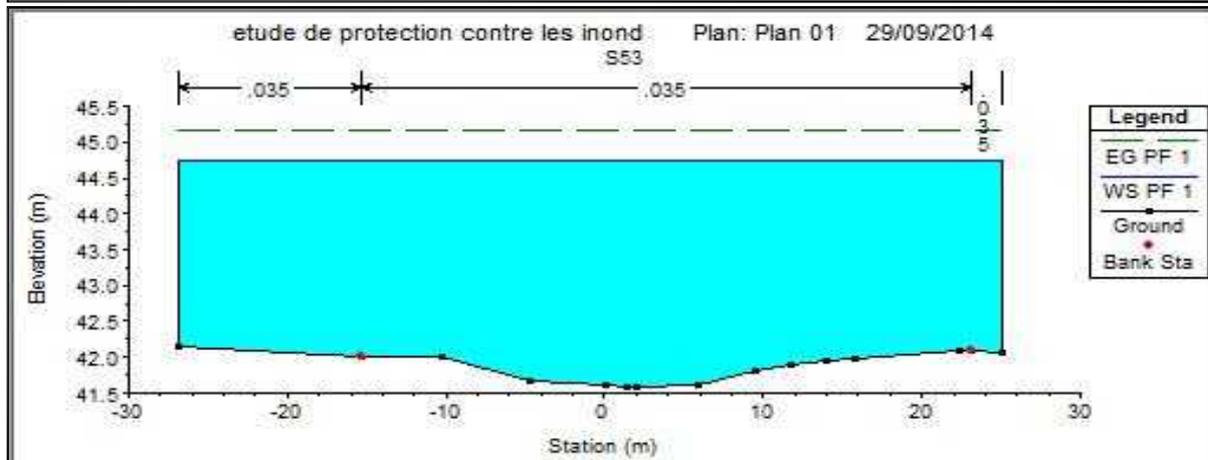
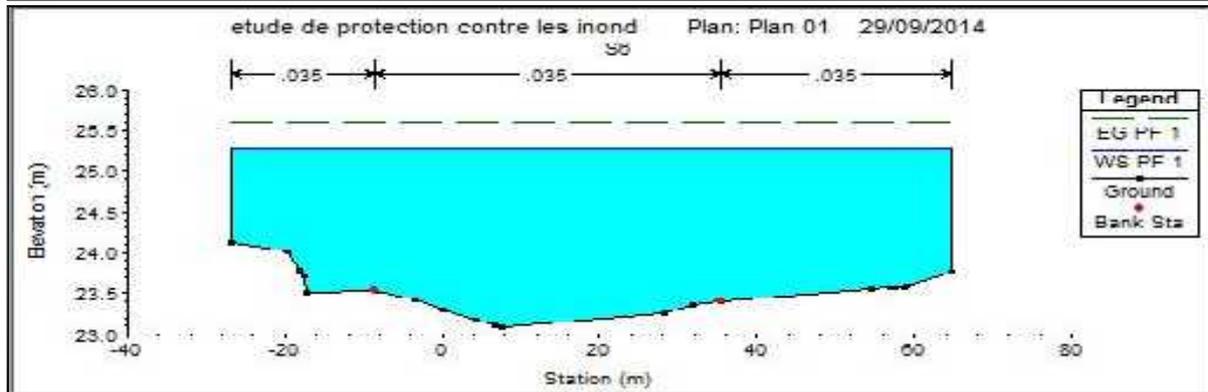
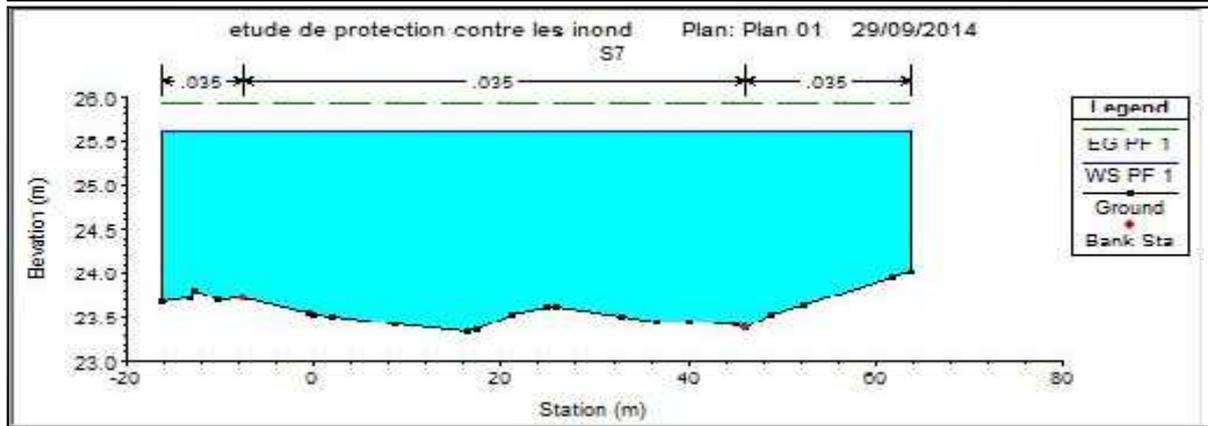
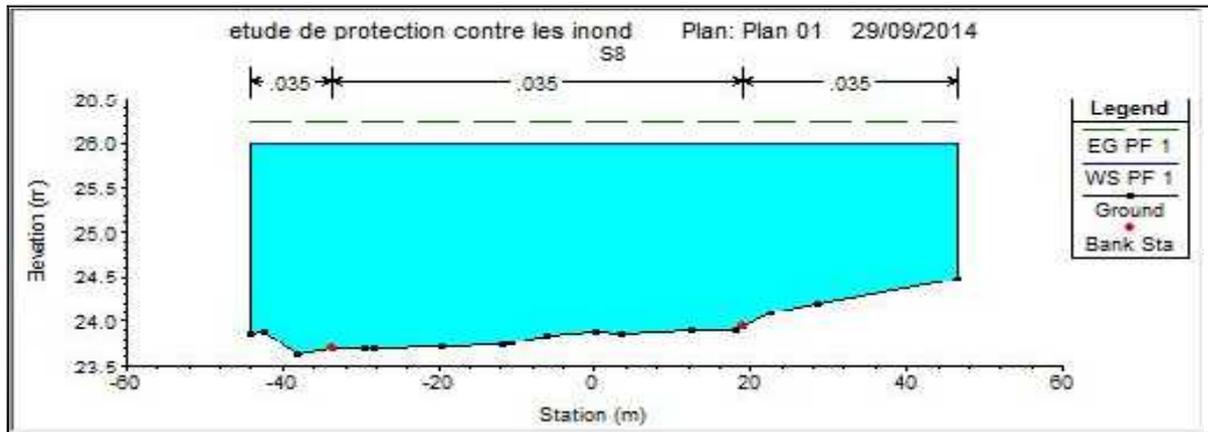
ANNEXE N°05: Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

Période de retour (ans) le temps (h)	10000		1000		100		50		20		10		5	
	P _{tc} (%) (mm)	I (mm/h)	P _{tc} (%) (mm)	I(mm/h)	P _{tc} (%) (mm)	I (mm/h)	P _{tc} (%) (mm)	I (mm/h)	P _{tc} (%) (mm)	I(mm/h)	P _{tc} (%) (mm)	I (mm/h)	P _{tc} (%) (mm)	I(mm/h)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	116,94	233,88	75,53	151,07	44,20	88,40	36,48	72,96	27,42	54,83	21,26	42,52	15,61	31,22
1	129,75	129,75	83,81	83,81	49,05	49,05	40,48	40,48	30,42	30,42	23,59	23,59	17,32	17,32
2	143,97	71,98	92,99	46,50	54,42	27,21	44,91	22,46	33,75	16,88	26,18	13,09	19,22	9,61
3	153,00	51,00	98,83	32,94	57,83	19,28	47,73	15,91	35,87	11,96	27,82	9,27	20,42	6,81
4	159,74	39,94	103,18	25,80	60,38	15,10	49,83	12,46	37,45	9,36	29,04	7,26	21,32	5,33
5	165,18	33,04	106,70	21,34	62,44	12,49	51,53	10,31	38,73	7,75	30,03	6,01	22,05	4,41
6	169,76	28,29	109,65	18,28	64,17	10,69	52,96	8,83	39,80	6,63	30,87	5,14	22,66	3,78
7	173,73	24,82	112,22	16,03	65,67	9,38	54,20	7,74	40,73	5,82	31,59	4,51	23,19	3,31
8	177,25	22,16	114,49	14,31	67,00	8,37	55,29	6,91	41,56	5,19	32,23	4,03	23,66	2,96
9	180,41	20,05	116,53	12,95	68,19	7,58	56,28	6,25	42,30	4,70	32,80	3,64	24,08	2,68
10	183,28	18,33	118,39	11,84	69,28	6,93	57,18	5,72	42,97	4,30	33,32	3,33	24,47	2,45
11	185,92	16,90	120,09	10,92	70,28	6,39	58,00	5,27	43,59	3,96	33,80	3,07	24,82	2,26
12	188,36	15,70	121,67	10,14	71,20	5,93	58,76	4,90	44,16	3,68	34,25	2,85	25,14	2,10
13	190,64	14,66	123,14	9,47	72,06	5,54	59,47	4,57	44,69	3,44	34,66	2,67	25,45	1,96
14	192,77	13,77	124,51	8,89	72,86	5,20	60,14	4,30	45,19	3,23	35,05	2,50	25,73	1,84
15	194,77	12,98	125,81	8,39	73,62	4,91	60,76	4,05	45,66	3,04	35,41	2,36	26,00	1,73
16	196,67	12,29	127,03	7,94	74,34	4,65	61,35	3,83	46,11	2,88	35,76	2,23	26,25	1,64
17	198,46	11,67	128,19	7,54	75,02	4,41	61,91	3,64	46,53	2,74	36,08	2,12	26,49	1,56
18	200,17	11,12	129,30	7,18	75,66	4,20	62,45	3,47	46,93	2,61	36,40	2,02	26,72	1,48
19	201,80	10,62	130,35	6,86	76,28	4,01	62,95	3,31	47,31	2,49	36,69	1,93	26,94	1,42
20	203,36	10,17	131,36	6,57	76,87	3,84	63,44	3,17	47,68	2,38	36,97	1,85	27,15	1,36
21	204,86	9,76	132,32	6,30	77,43	3,69	63,91	3,04	48,03	2,29	37,25	1,77	27,35	1,30
22	206,29	9,38	133,25	6,06	77,98	3,54	64,35	2,93	48,36	2,20	37,51	1,70	27,54	1,25
23	207,67	9,03	134,14	5,83	78,50	3,41	64,79	2,82	48,69	2,12	37,76	1,64	27,72	1,21
24	209,00	8,71	135,00	5,63	79,00	3,29	65,20	2,72	49,00	2,04	38,00	1,58	27,90	1,16

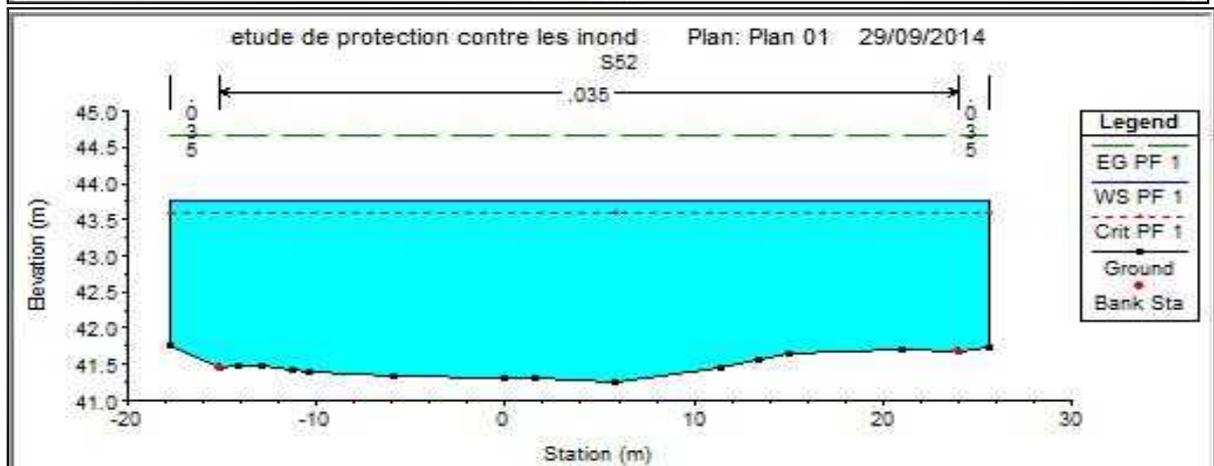
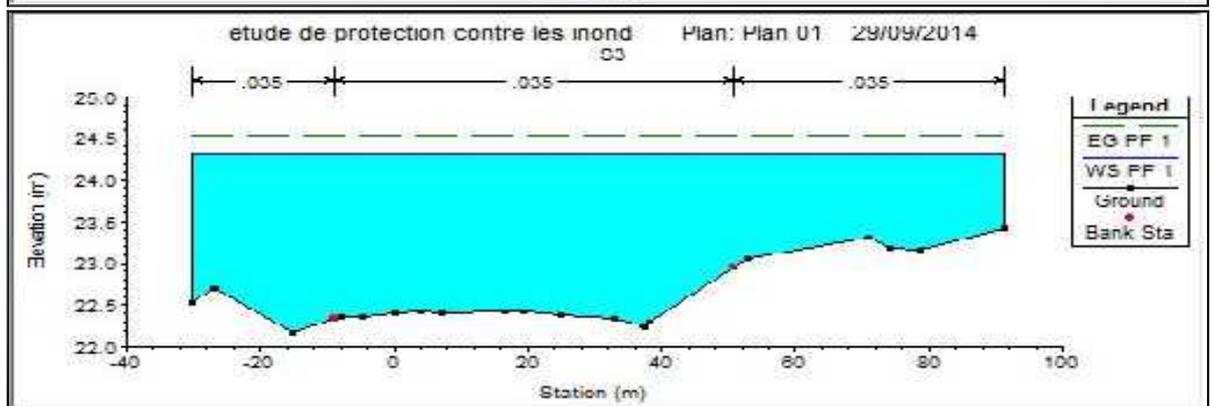
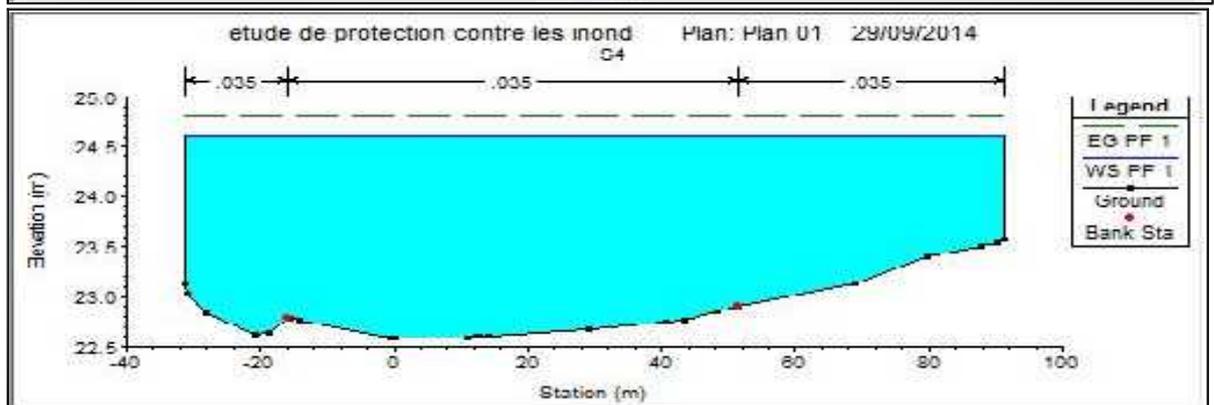
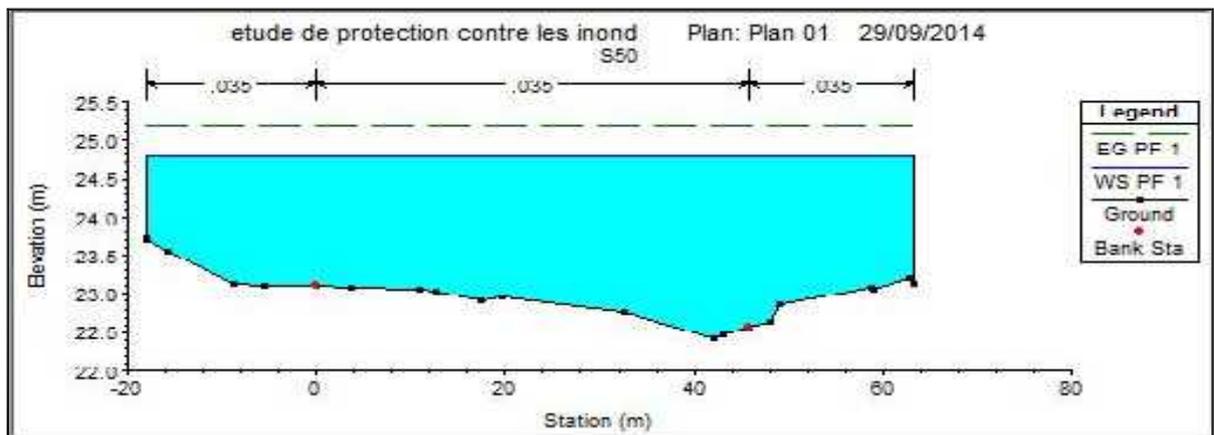
ANNEXE N°04 : simulation de l'oued metlili avant aménagement



[Tapez un texte]



[Tapez un texte]



[Tapez un texte]

[Tapez un texte]

ANNEXE N°05 : simulation de l'oued metlili après aménagement

