



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Assainissement

THEME :

**Aménagement de l'oued ECHOUK, du centre
de Ain Trick wilaya de Sétif.**

Présenté par :

M^{lle} : MEDDOUR Ghozlane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^r BENKACI Ali Tarek	M.C.B	Promoteur

Juin 2016



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Assainissement

THEME :

**Aménagement de l'oued ECHOUK, du centre
de Ain Trick wilaya de Sétif.**

Présenté par :

M^{lle} : MEDDOUR Ghozlane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^r BENKACI Ali Tarek	M.C.B	Promoteur

Juin 2016

مستخلص:

لقد كان المجمع السكني لعين طريق ببلدية سطيف دائما عرضة للتقلبات الجوية و خطر الفيضانات.في هذا الإطار كانالهدف من هذه المذكرة يتمثل في تحديد منشآت التهئية الخاصة بمياه الأمطارالتي يتعين إنشاؤها في الحوض الذي يصب بواد الشوك، و الذي يمر بالمركز الحضري لعين طريق.

إن هذا البحث يركز أساسا على تحديد المعايير الجيومورفولوجية و المناخية للمنطقة محل الدراسة.

على هذا الأساس، فالمحاور المشكلة لهذا البحث ترمي لتحقيق هدفين أساسيين:

- الأول يتمثل في الوقاية من مياه الفيضانات و ما تأتي به في طريقها و هذا بواسطة التهئية المائية.

و لذلك تضمن عملنا هذا :

أربعة اجزاء أساسية أولا التعريف بمنطقة الدراسة ثم القيامبراسة هيدرولوجية مفصلة متبوعة بنمذجة الواد في حالته الطبيعية و أخيرا و قبل القيام بتنظيم أعمال مشروعنا قمنا باختبار نظام الحماية من الفيضانات المناسب -والثاني هو دراسة نظام تطهير مياه الصرف الصحي مما يسمح بالحد من تلوث الواد.

Résumé :

L'agglomération d'Ain Trick dans la commune de Sétif a toujours été vulnérable aux intempéries et aux risques d'inondations, dans ce contexte l'objectif de notre mémoire est de déterminer les ouvrages d'aménagements pluviaux à mettre en place, au niveau du bassin versant de l'Oued ECHOUK qui traverse le centre urbain d'AIN TRICK.

Le travail consiste à définir l'ensemble des paramètres géomorphologiques et climatiques de la zone d'étude. Ainsi, les chapitres développés dans ce mémoire sont consacrés a l'atteinte de deux objectifs :

- 1- La protection contre les crues par son aménagement hydraulique;

Donc notre travail va porter essentiellement sur quartes parties. Il fallait commencer par une présentation de la zone d'étude qui sera suivie par une étude hydrologique détaillée. Puis, il est indispensable de présenter une modélisation du cours d'eau existant. Enfin et avant de procéder à l'organisation du chantier de notre projet, notre choix s'est porté sur le système de protection contre les inondations le plus adéquat.

- 2- Etude du système de relevage des eaux usées qui permet une dépollution de l'oued.

Abstract:

The agglomeration of Ain Trick in the municipality of Setif has always been vulnerable to inclement weather and flood risk. In this context, the objective of our study is to determine the stormwater improvement works to establish, at the watershed of Oued ECHOUK running through the urban center of AIN TRICK.

This work is to define all the geomorphological and climatic parameters of the study area. Thus, the chapters developed in this paper are devoted to achieve two objectives:

- 1- Protection against flooding by the hydraulic development;
- 2- Study of the lift system wastewater that will allow a cleanup of the river.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire de fin d'études a été possible grâce au concours de plusieurs personnes, à qui je voudrais témoigner toute ma reconnaissance.

Je tiens à exprimer ma gratitude et mes remerciements les plus sincères à mon encadreur **Dr BENKACI Ali Tarik**, de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé judicieusement.

Je tiens à remercier en particulier, tous le corps enseignants et les personnels de l'ENSH qui veillent sur notre bonne formation.

Aux ingénieurs et responsables de la DRE Sétif

Je tiens à remercier également toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail et à toute personne qui m'a apporté son aide en me consacrant une partie de son temps.

Pour finir, j'adresse mes vifs remerciements à mes parents pour leur soutien constant et leur présence quotidienne tout au long de mes études. Je n'y serais pas arrivée sans eux et j'espère qu'ils trouveront en ce modeste travail, la récompense de tout ce qu'ils m'ont enseigné. J'ai également une pensée pour mes sœurs et frère, qui ont également été présents toutes ces années, m'apportant chacun leur soutien à leur manière.

Merci

Ghozlane MEDDOUR

Dédicace

*Au seigneur DIEU tout puissant qui m'a créé et m'a donné la faculté de connaître et de comprendre,
A mon père auprès de qui j'ai eu le goût de la sagesse, du savoir et de la connaissance ; A ma mère qui m'a
donné la vie et qui a guidé mes premiers pas dans la recherche du savoir et de la réussite, qu'elle trouve ici sa
joie ; A mes sœurs qui m'ont toujours soutenu et éprouvé de la joie pour mes victoires et de la peine pour mes
souffrances, sans oublier mon petit frère houssem ;*

Ainsi qu'à tous les membres de ma famille MEDDOUR et la famille HAMZAOUI.

A Mr BENKACI Ali pour sa patience et son inestimable aide,

A mes très chers amis en particulier : Yasmine, Nasserine, Amel, Nawel, Bouchra, Lydia.

Je tiens à remercier énormément tous ceux qui m'ont aidé à l'élaboration de mon mémoire :

Meriem, Sabrina, Khaira, Lynda, Mustapha, Soufiane .

; Au corps enseignants de l'ENSH qui m'a transmis leur connaissance, je leur souhaite bonheur.

A vous je dédie ce mémoire

.....Ghozlane 2016



Liste des Planches:

- **Planche 01** : Levé topographique d'Oued ECHOUK.
- **Planche 02** : Profil au long d'Oued ECHOUK.
- **Planche 03** : Profil au long de la conduite de refoulement.
- **Planche 04**: Position des profils en travers.
- **Planche 05** :Profils en travers d'Oued ECHOUK avec aménagement.

Liste des Tableaux : Liste des Tableaux :

Tableau I.1 : Effets sanitaires des inondations	13
Tableau II.1 : Evolution de la population d'Ain Trick	18
Tableau II.2: Accroissement de la population d'Ain Trick.....	18
Tableau II.3 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul	19
Tableau II.4 : Stations utilisées pour les différents calculs d'extrapolation.....	20
Tableau II.5 : Pluviométrie moyenne mensuelle à la station de Sétif (15 06 10).....	20
Tableau II.6 : Répartition de la température de la zone d'étude	21
Tableau II.7 : Vitesses des vents	22
Tableau II.8 : Potentialités hydrauliques (hm ³ / an) :	27
Tableau III.1. : Calcul des surfaces cumulées du B.V	33
Tableau III.2. : Répartition altimétrique.....	35
Tableau III.3 : Les altitudes caractéristiques.....	35
Tableau III.4 : Classification du relief	36
Tableau III.5 : Calcul de la pente moyenne du bassin versant.....	37
Tableau III.6 : Densités de drainage.....	38
Tableau III.7 : Pentes moyennes des cours d'eau principaux	39
Tableau III.8 : Résultats obtenus.....	42
Tableau III.9 : Caractéristiques hydrologiques du bassin versant N°1	43
Tableau III.10 : Stations utilisées pour les différents calculs d'extrapolation.....	44
Tableau III-11 : Résultats du test de Wilcoxon.....	48

Tableau III-12 : Test de Wilcoxon appliqué aux données de pluies annuelles et maximales..	49
Tableau III.13 : Caractéristique de la série	49
Tableau III.14. Calcul des fréquences empiriques.	51
Tableau III.15 : Valeurs min et max pour un seuil de 95% en fonction de T (Galton).....	55
Tableau III.16 : Valeurs des intensités de pluie en mm/h	56
Tableau III.17 : Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha.....	57
Tableau III.18 : Les altitudes extrêmes (minimales et maximales) du bassin versant	58
Tableau IV.1 : La pluie maximale journalière d'une fréquence donnée.	60
Tableau IV.2 : Débits maximums par Mallet –Gauthier	61
Tableau IV.3: Débits maximums par Turazza.....	62
Tableau IV.4: Calcul des débits par la formule de Sokolowski	62
Tableau IV.5 : Valeurs des coefficients C0, C1 et C2 pour Type-II	64
Tableau IV.6 : Débits maximums par SCS.....	64
Tableau IV.7 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes	64
Tableau IV.8 :Volumedes crues pour différentes fréquences.	65
Tableau IV.9 : Intensités de pluies calculées pour différentes périodes de retour	68
Tableau IV.10 : Pluies calculées pour différentes périodes de retour	69
Tableau IV.11 : Débit critique maximum par Formule rationnelle	69
Tableau V.01 : Quelques sections simples.....	77
Tableau V.02 : Résultat de la simulation d'oued Echouk à son état naturel	81
Tableau V.03 : Niveaux d'eau des crues pour différentes périodes de retour.	82

Tableau V.04 : Présentation des avantages et inconvénients pour les variantes	84
Tableaux V.05 : Valeurs du coefficient de Manning pour différents matériau	85
Tableau V.06 : Rappel des débits pour différentes période de retour.....	86
Tableau V.07 : Résultats de calculs hydrauliques	86
Tableau V.08 : Sections de l'oued aménagé en terre pour Q50 ans (m=1)	87
Tableau V.09 : Sections de l'oued aménagé en terre pour Q100 ans (m=1)	87
Tableau V.10 : Sections de l'oued aménagé pour Q50 ans (m=1)	88
Tableau V.11 : Sections de l'oued aménagé pour Q100 ans (m=1)	88
Tableau V.12 : Sections de l'oued aménagé pour Q50 ans	89
Tableau V.13 : Sections de l'oued aménagé pour Q100 ans	89
Tableau V.14 : Sections de l'oued aménagé pour Q100 ans	93
Tableau VI.1 : La taille de l'agglomération	97
Tableau VI.2 : Les équipement constituant notre zone d'étude	97
Tableau VI.3 : Dotation en fonction de la taille de l'agglomération	98
Tableau VI.4 : Majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie	99
Tableau VI.5 : Evaluation du débit moyen Futur du Centre d'Ain Trick : Horizon 2040	99
Tableau VI.6 : Dimension du collecteur gravitaire	102
Tableau VI.7 : Calcul des pertes de charge et de la HMT	108
Tableau VI.8 : Calcul du diamètre économique	109
Tableau VI.9 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	110
Tableau VI.10 : Caractéristiques des pompes disponibles	110

Tableau VII.1 :Type de chantiers selon la durée de réalisation	118
Tableau VII.2 :Installation d'accueil dans les chantiers.....	119
Tableau VII.03 : Engins et leurs taches.....	121
Tableau VII.4 : Engins et leurs capacités théoriques.....	122
Tableau VII.5 : Détermination des volumes et devis quantitatif et estimatif des canaux.....	124
Tableau VII.6 :Détermination du délai de la réalisation	130

Liste des illustrations :

Figure. I.1 : Délimitation du bassin versant.....	04
Figure. I.2 : Types de bassins versants	05
Figure. I.3 : Lit mineur et lit majeur d'un oued.	06
Figure I.4 : Inondation plaine et crue torrentielle.	07
Figure I.5: exemple d'une inondation par ruissellement	07
Figure I.6 : exemple d'une inondation par remontée de la nappe.....	08
Figure I.7 : exemple d'une inondation marine.....	08
Figure I.8 : les impacts des inondations.....	10
Figure I.9 : Les inondations en Algérie	11
Figure II.1 : Image satellitaire de la zone d'étude traversée par Oued Echouk.....	16
Figure II.2 : Carte de situation de la zone d'étude (Carte d'état Major 1/25000)	17
Figure II.3 : Evolution du taux d'accroissement	18
Figure II.4 : Carte pluviométrique II de la zone d'étude	21
Figure II.5 : plan du réseau hydrographique de la zone d'étude(réalisé sous AUTOCAD).....	23
Figure II.6 : plan du réseau hydrographique de la zone d'étude (réalisé sous ARCGIS)..	23
Figure II.7 : Extrait de la carte géologique de la région de Sétif.....	25
Figure III.1 : Rectangle équivalent du bassin étudié	32
Figure III.2 : Courbe hypsométrique	34
Figure III.3 : Inventaire des stations sur la carte du réseau (Source : l'ANRH ALGER)...	45
Figure III.4 : Courbe comparative Observations/modèle fréquentiel (Gumbel).....	52
Figure III.5 : Ajustement des pluies maximales journalières par la loi de Galton	53
Figure III.6 : Courbes IDF de la zone du projet	56

Figure IV.01 : Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.....	67
Figure V.01 : Inondations à l'exutoire de l'oued Echouk.....	72
Figure V.02 : Inondation du dalot de l'oued.....	72
Figure V.03 : L'inondation à l'intérieur de la ville.....	73
Figure V.04 : écoulement à surface libre.	74
Figure V.06 : canal naturel	76
Figure V.07 : Vue d'un canal aménagé en béton.....	76
Figure V.08 : Profil en travers de quelques tronçons au passage des crues.....	80
Figure V.09 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long).80	
Figure V.10 : fenêtre principale du logiciel CANAL 21	86
Figure V.11 : Paramètres du canal d'aménagement projeté.	88
Figure V.12 : Paramètres du canal d'aménagement projeté.	89
Figure V.13 : Paramètres du canal d'aménagement projeté.	90
Figure V.14 : Exemple de profil de l'Oued aménagé section trapézoïdale en béton armé...92	
Figure V.15 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique(profil en long).93	
Figure VI.1 : Station d'épuration d'Ain Sfiha Sétif.....	96
Figure VI.2 : Présentation des variantes d'aménagements.	104
Figure VI.3 : Analyse technico-économique des diamètres	109
Figure VI.4 : Courbes caractéristique des pompes	112
Figure VI.5 : Graphe des courbes de la zone de cavitation.	114
Figure VII.1 : Réseau à nœud	130
Figure VII .2 : Réseau à nœud (conduite de refoulement)	132

Sommaire :

Introduction générale.....	i
Chapitre I : Crues et inondations.....	03
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude	15
Chapitre III : Etude hydrologique	29
Chapitre IV : Etude des crues.....	59
Chapitre V : Étude des variantes d'aménagements.....	70
Chapitre VI : Etude de la station de relevage.....	92
Chapitre VII : Organisation de Chantier et Estimation du Coût de Projet	120
Conclusion générale	135
Références bibliographiques	137

INTRODUCTION :

Introduction générale :

La protection contre les crues et les inondations est devenue une nécessité pour les pouvoirs publics et les services d'hydraulique. En effet, de nombreux pays ont connu ces dernières années des crues exceptionnelles (Novembre 2001, décembre 2007) qui ont causé des dégâts humains et matériels considérables. Le relief accidenté de certaines régions, les pluies intenses, ainsi que la faible perméabilité des sols ont largement contribué à l'apparition de risques hydrologiques.

L'agglomération de Ain Trick dans la commune de Sétif a toujours été sujette aux intempéries et aux risques d'inondations. En effet, les derniers impacts enregistrés lors des intempéries qu'a connues la commune à la fin de la saison automnale de l'année 2007 (intempéries du 25/11/2007 au 1/12/2007), et du 26/10/2007 au 03/11/2007, ont mis en évidence son exposition aux risques naturels d'inondation.

Déjà, en 2001, cette commune a subi des conséquences désastreuses lors des inondations du 10 et 11 novembre, ayant causé des pertes considérables sur le plan matériel et humain.

Selon les ingénieurs de la DRE/Setif, la capacité actuelle du réseau d'assainissement qui n'a pas pu contenir les apports lors des crues enregistrées, ajouté à l'obturation des oueds, sont à l'origine de nombreux désordres.

Les impacts enregistrés lors de ces intempéries se résument comme suit :

- Débordement de l'oued Echouk entraînant l'inondation de l'agglomération de Ain Trick.
- Eboulements de terres et charriage de terre et des gravats de l'oued sur la RN5.

De plus l'oued Echouk est devenu un récepteur pour les rejets d'eaux usées, ces rejets ont créé des situations nuisibles pour les populations.

Dans cette thèse, il est question d'étudier l'aménagement de l'oued Echouk dans la wilaya de Setif.

Ainsi, les chapitres développés dans ce mémoire sont consacrés à l'étude hydrologique et hydraulique du système d'évacuation de l'oued Echouk, ce qui va permettre d'atteindre deux objectifs :

- D'abord en matière de protection contre les crues par l'aménagement hydraulique de l'oued Echouk ;
- Puis environnemental : l'assainissement de l'oued par l'établissement d'un nouveau collecteur, et un système de relevage d'eaux usées qui va permettre ainsi une dépollution de l'oued Echouk.

CHAPITRE I :
CRUES ET INONDATIONS

Chapitre I : Crues et inondations

I.1. Introduction

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes et provoquent d'importants dégâts humains et matériels.

L'occurrence de plusieurs phénomènes hydroclimatiques majeurs observés durant ces vingt dernières années a provoqué une remise en question de l'aménagement du territoire et une forte demande de connaissance de ce risque et de ses enjeux à l'échelle du pays. En effet, de nombreux secteurs urbanisés sont constamment touchés par le risque d'inondations. D'où une protection et une délimitation des zones inondable qui s'avère plus qu'urgente et indispensable[1].

De plus, la délimitation zones inondables à travers le pays établie pour les 30 dernières années montre qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace.

I.2. Définitions fondamentales :

I.2.1. Crue, inondation, quelle différence ?

Les crues constituent un phénomène naturel qui correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau générée par des précipitations (pluie, neige,...) abondantes sur un bassin versant [2]. Ce processus n'entraîne pas nécessairement des inondations; celles-ci sont fonction de la capacité d'écoulement des rivières. De plus, l'occupation du lit majeur des cours d'eau n'est pas obligatoirement synonyme de catastrophe. Tout dépend de la "vulnérabilité" de la zone inondée, c'est-à-dire de la quantité de biens susceptibles d'y être touchés et des perturbations occasionnées à la vie économique et sociale.

On parle d'inondation, quand les niveaux d'eau de la rivière dépassent la hauteur des berges, l'eau déborde alors dans la plaine, appelée également lit majeur [3]. L'inondation est le débordement d'un cours d'eau hors de son lit habituel entraînant la submersion d'espaces habituellement exondés. On parle alors d'inondation pluviale.

Ces phénomènes se distinguent par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et la hauteur d'eau.

Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?

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

I.3. Éléments de base en hydrologie [4]

1.3.1. Un territoire géographique bien défini : le bassin versant

Un bassin versant est une aire délimitée par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents (figure I.1). Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol.

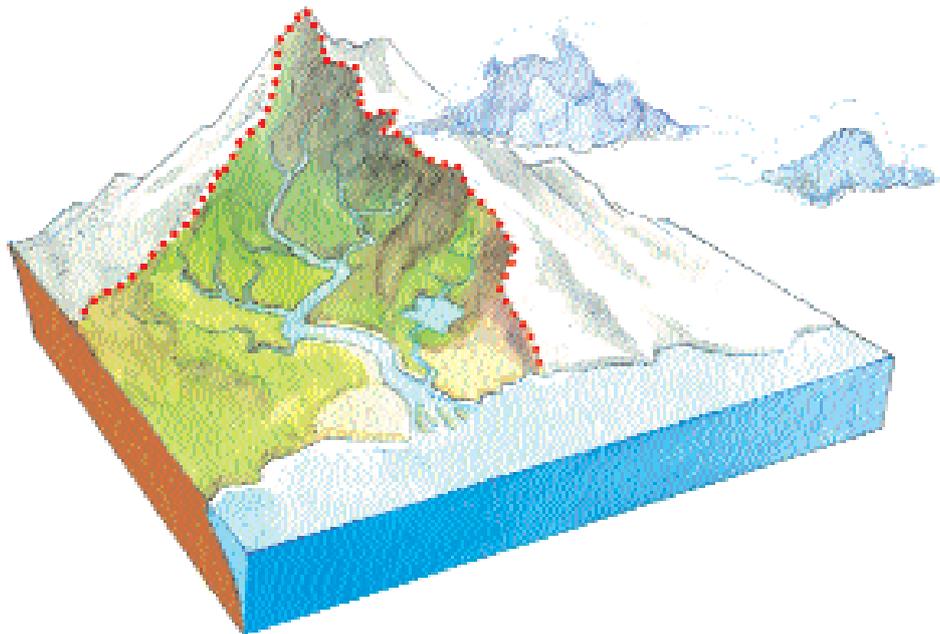


Figure. I.1 :Délimitation du bassin versant

La délimitation d'un bassin versant est relativement ambiguë. En effet, il faut tenir compte des écoulements de surface mais également des écoulements souterrains (Fig. I.1). On distingue :

- Le **bassin versant topographique** :est déterminé par les écoulements de surface.

Par conséquent, les frontières de ce bassin versant sont les lignes de partage des eaux.

Cependant, selon la géologie du terrain, il se peut que des eaux, qui en surface semblent rejoindre un bassin versant voisin, s'infiltrent et reviennent alimenter le bassin versant initial (présence d'une couche imperméable).

- **Le bassin versant réel ou bassin versant hydrologique** : est donc la somme de ces deux bassins versants (topographique + hydrogéologique).

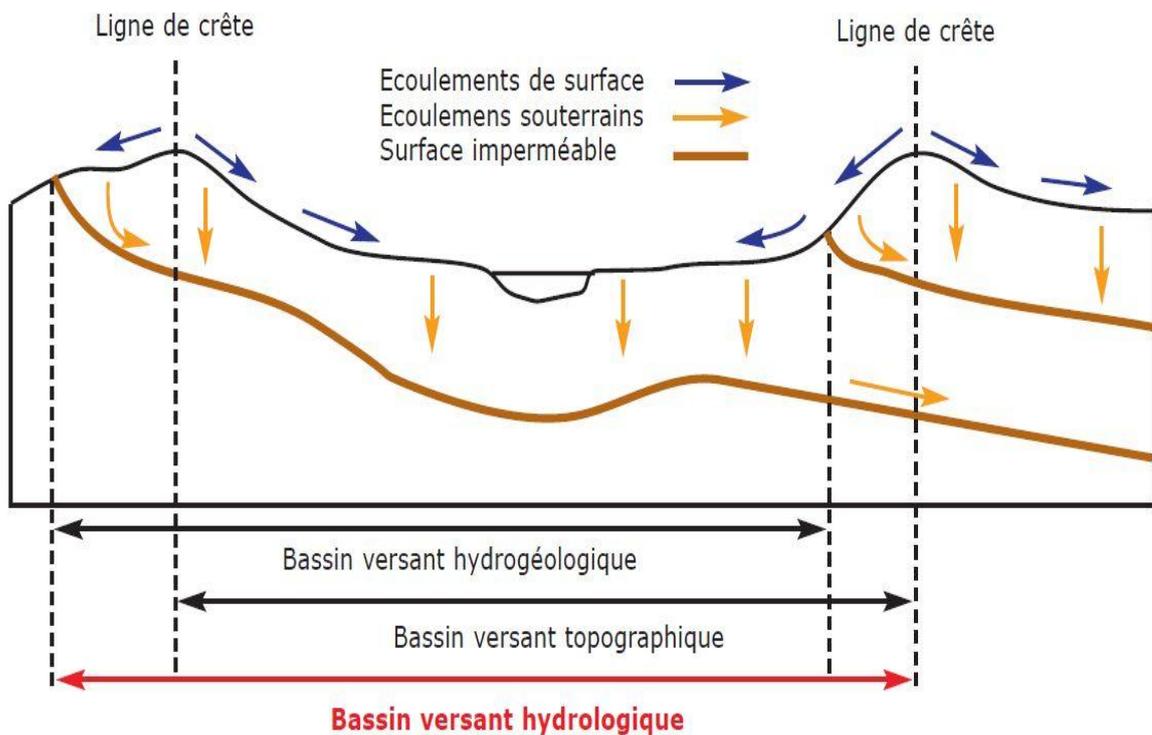


Figure. I.2 :Types de bassins versants

1.3.2. Le lit majeur et le lit mineur :

Le lit mineur est l'espace limité par les berges et parcouru par les débits non débordants. Le lit mineur, est le plus facilement identifiable sur le terrain est constamment occupé par les écoulements (Bravard et Petit, 1997).

Par opposition, le lit majeur (ou zone d'expansion de crue, ou zone inondable) est l'espace occupé par les eaux débordantes. Il est défini comme l'espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue connue (ou crue historique), (Fig. I. 3).

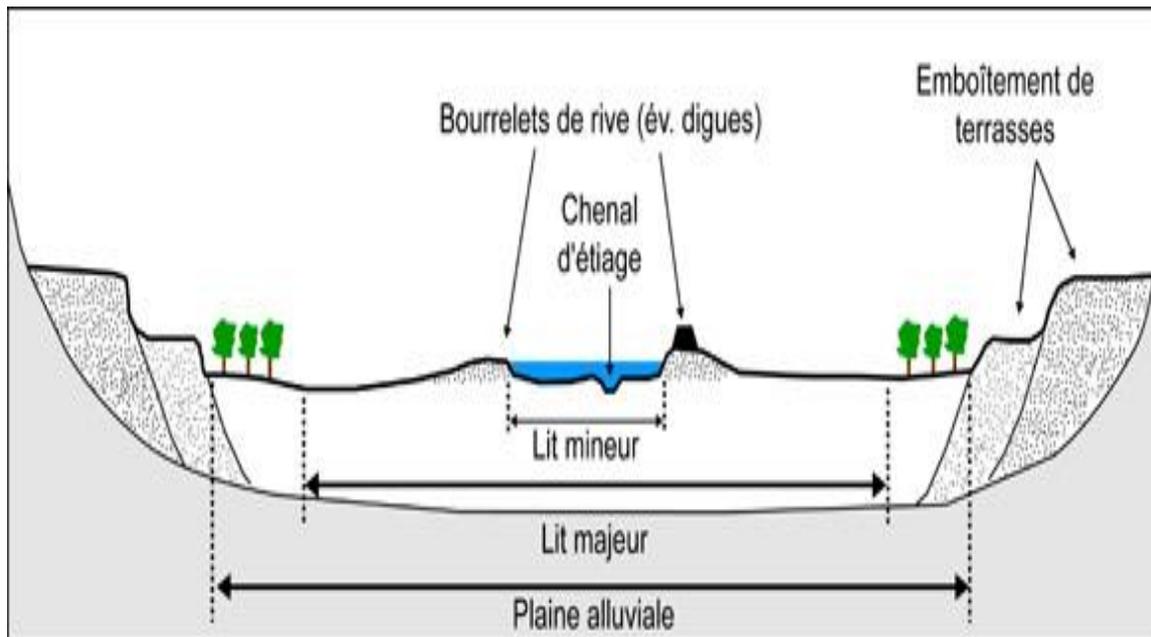


Fig. I.3 : Lit mineur et lit majeur d'un oued

I.3.3. Un système vivant : la rivière

D'une manière générale, chaque cours d'eau (la rivière principale et ses affluents) va collecter les eaux de pluies tombées sur le territoire du bassin versant. Lorsque les pluies sont abondantes et/ou durables, les volumes d'eau arrivant dans la rivière sont plus importants ce qui entraîne l'augmentation de son **débit**, l'accélération de la vitesse d'écoulement et/ou l'augmentation de la hauteur de la lame d'eau au point considéré.

I.4. Les différents types d'inondation [5]

Il est classique de distinguer au moins cinq types d'inondation :

a) Les inondations de plaine :

Les crues de plaines surviennent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérées, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, sur des bassins versants moyens à grands. Le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

b) Les inondations par crues torrentielles :

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est

extrêmement rapide, la décrue l'est moins. On parle aussi de crues éclaires pour désigner des crues torrentielles survenant sur des très petits bassins versants et se formants en quelques heures.



Figure I.4: Inondation plaine et crue torrentielle

c) Les inondations par ruissellement, en secteur urbain ou rural

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon qu'elles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise. Il s'agit enfin de phénomènes très locaux, intéressant les petits bassins versants.



Figure I.5: exemple d'une inondation par ruissellement

d) Les inondations par remontées de nappes phréatiques :

Lorsque le sol est saturé d'eau, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés.

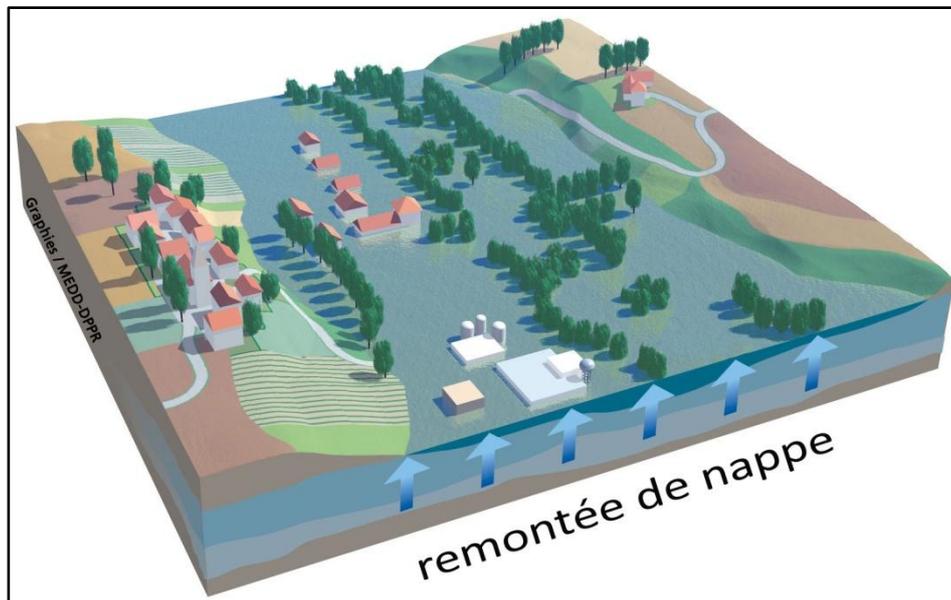


Figure I.6 : exemple d'une inondation par remontée de la nappe

e) Les inondations marines :

La submersion marine est une inondation de la zone côtière par la mer. Celle-ci se produit suite à des événements météorologiques majeurs comme des vents violents, fortes houles et/ou en cas de tempêtes. L'altitude des zones côtières par rapport au niveau de la mer est donc un enjeu majeur dans la définition des zones à risques.



Figure I.7: Exemple d'une inondation marine.

I.5. Quelles méthodes de prévision des crues ?

La crue est un phénomène naturel mais dans certains cas prévisible. La plupart des pays industrialisés se sont dotés de systèmes d'alerte précoce. La situation est plus variable dans les pays en développement. Ces services collectent l'ensemble des données météorologiques et hydrologiques acquises sur différents bassins versants précipitations, hauteur et débit de l'eau grâce à des réseaux de capteurs et de radars. Ces données sont intégrées ensuite dans des modèles de prévision reproduisant l'écoulement des eaux. Ces modèles tiennent compte des caractéristiques du cours d'eau telles que la profondeur, la largeur, les pentes du lit, et celles du bassin versant : taille, relief, nature des sols et couvert végétal. Cette simulation permet de suivre en temps quasi réel l'évolution du système hydrologique. Lorsque certains seuils hydrologiques et météorologiques sont dépassés, les services de prévision des crues informent le préfet, qui, lui-même, alerte les maires des communes concernées et les services de sécurité civile.

Ce système fonctionne relativement convenablement pour les crues lentes des plaines et celles de nappe: il permet de les anticiper de quelques heures, suffisantes pour l'évacuation éventuelle des populations situées dans les zones les plus exposées. En revanche, il est loin d'être aussi efficace pour les crues torrentielles en raison de la brièveté du délai entre la pluie génératrice de la crue et le débordement. Pour de telles crues, la délimitation des zones inondables est la première démarche pour une protection des populations.

I.6. Impacts des crues et inondation [6]

Il existe plusieurs effets néfastes causés par l'inondation, leurs classements s'opèrent en fonction du type d'endommagement, du processus ou mode d'endommagement, de la relation directe ou indirecte entre l'inondation et le dommage.

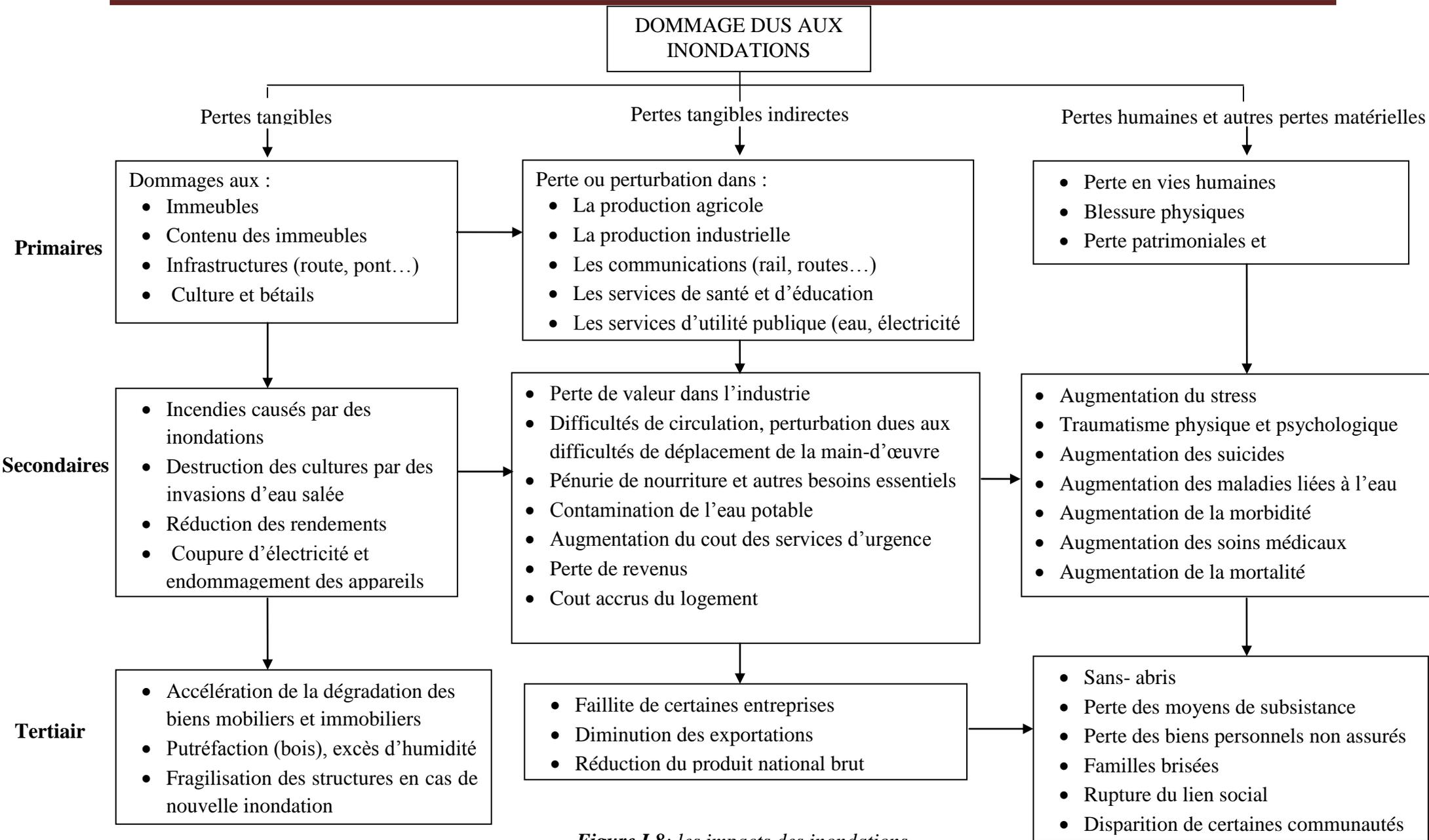


Figure I.8: les impacts des inondations.

I.7. Les inondations en Algérie [7]

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie a connu plusieurs inondations dévastatrices. Si par le passé, ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains (Alger 2001, 2007 ; Bejaia 2012), où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables. L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par la furie des eaux des oueds en crue.

On peut rappeler, à titre d'exemple, les crues de Bab El Oued de novembre 2001, une inondation qui a fait près de 800 victimes; ou celles de l'automne 2008, qui ont fait de dizaines de victimes notamment à Ghardaïa, AïnDefla, Batna et Bechar; ou encore celles de 2012 qui ont touché le nord-est et le nord-ouest de l'Algérie.

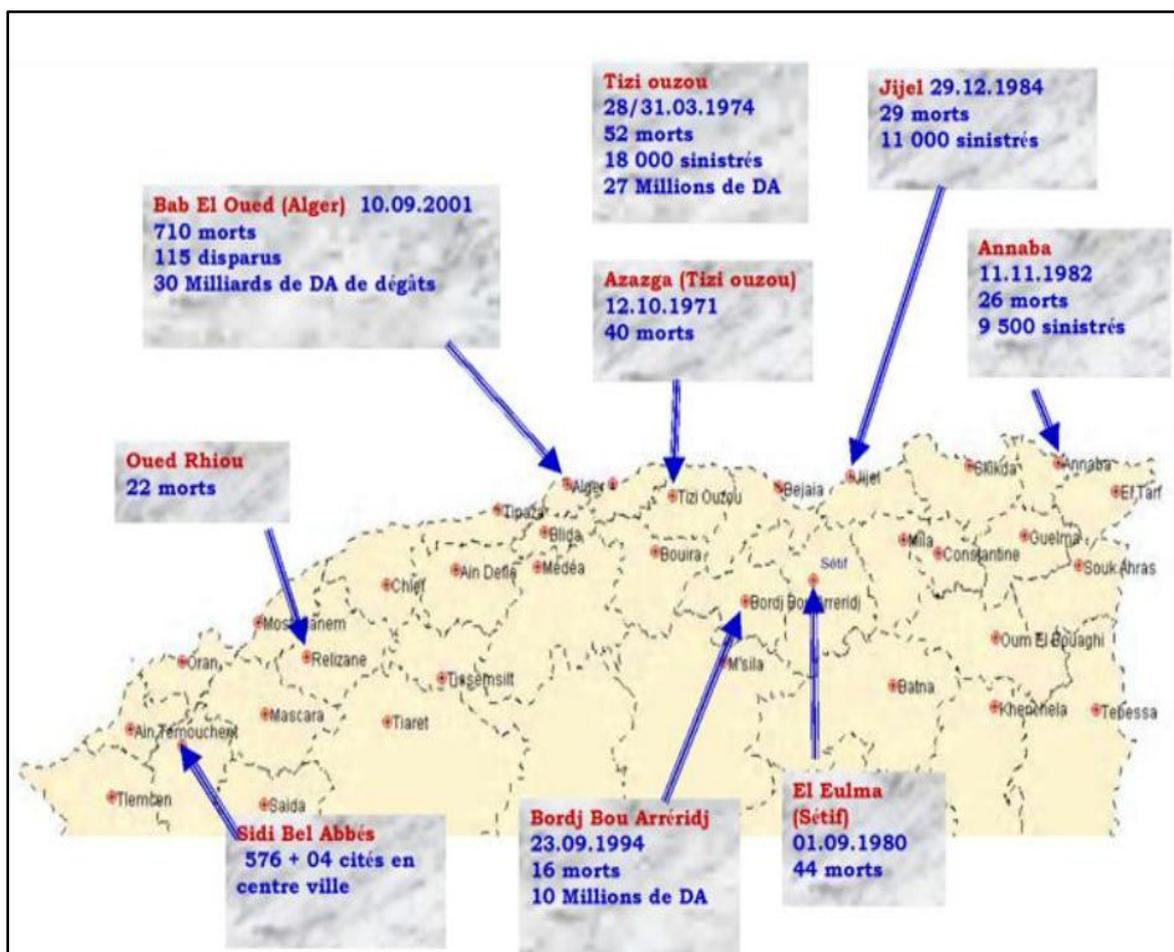


Figure I.9 : Les inondations en Algérie.

Source (LES INONDATIONS DANS LA VALLEE DE M'ZAB, 2014)

Après ces inondations meurtrières, de nombreux ouvrages de protection ont été réalisés et récemment, le Ministère des Ressources en Eau a lancé des études pour faire un inventaire des zones inondables, étudier l'intensité des phénomènes, calculer des paramètres explicatifs des causes et de leurs conséquences et faire une cartographie des zones à très haut risque.

D'après le recensement effectué par les services de la protection civile, une commune sur trois est susceptible d'être inondée partiellement ou en totalité.

I.8. Effets des inondations sur la santé humaine [8]

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

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

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé. Le tableau ci-dessous résume ses effets sur la santé humaine.

Tableau. I.1 : Effets sanitaires des inondations

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrain, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade, blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt Cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infections ORL, maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéropathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias, campylobactériose), dermatites, conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites abritant des déchets toxiques, produits chimiques et des réservoirs contenant du pétrole.	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles.

Conclusion :

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydro gramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs.

En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physio-graphiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème.

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles.

L'inondation est particulièrement préoccupante lorsqu'elle se produit en zone urbanisée et peuplée. Dans ce cas, une étude de protection contre les crues et les inondations doit être menée minutieusement pour une meilleure anticipation contre ce phénomène dévastateur.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction :

La ville de Sétif connaît une situation alarmante en matière de protection contre les inondations, vu une urbanisation spontanée et mal étudiée, et la nature géologique de la région. Ces risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes : C'est le produit de la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

La sensibilité du milieu naturel doit aussi être prise en compte de façon précise, en termes de qualité et de quantité des rejets, qui ne doivent compromettre les différents aménagements nécessaires pour la zone d'étude.

II.2 Situation géographique de la zone d'étude :

L'agglomération d'Aïn Trick est située à 6 km au Sud-est du chef lieu de la wilaya de Sétif. Cette agglomération est traversée par la route Nationale N°75. Elle se situe entre :

- Alger à l'Ouest (300 Km),
- Constantine à l'Est (120Km),
- Bejaia (110 Km) et Jijel (le littoral) au Nord,
- M'sila au Sud.

La carte d'Etat Major N° 93 en 1/25.000 N° 7-8, permet de localiser la ville de Sétif dont les coordonnées Lambert suivantes:

$$X = 740.000 \text{ m.}$$

$$Y = 324.000 \text{ m.}$$

$$Z = 1078 \text{ m.}$$

La ville de Sétif est située à l'Est de l'Algérie, au Sud de la wilaya de Jijel au Nord de la wilaya de Batna, à l'Est de la wilaya de Constantine et à l'Ouest de la wilaya de Bouira. Elle est délimitée par un réseau routier important dont la route Nationale RN° 5 (Constantine – Alger).

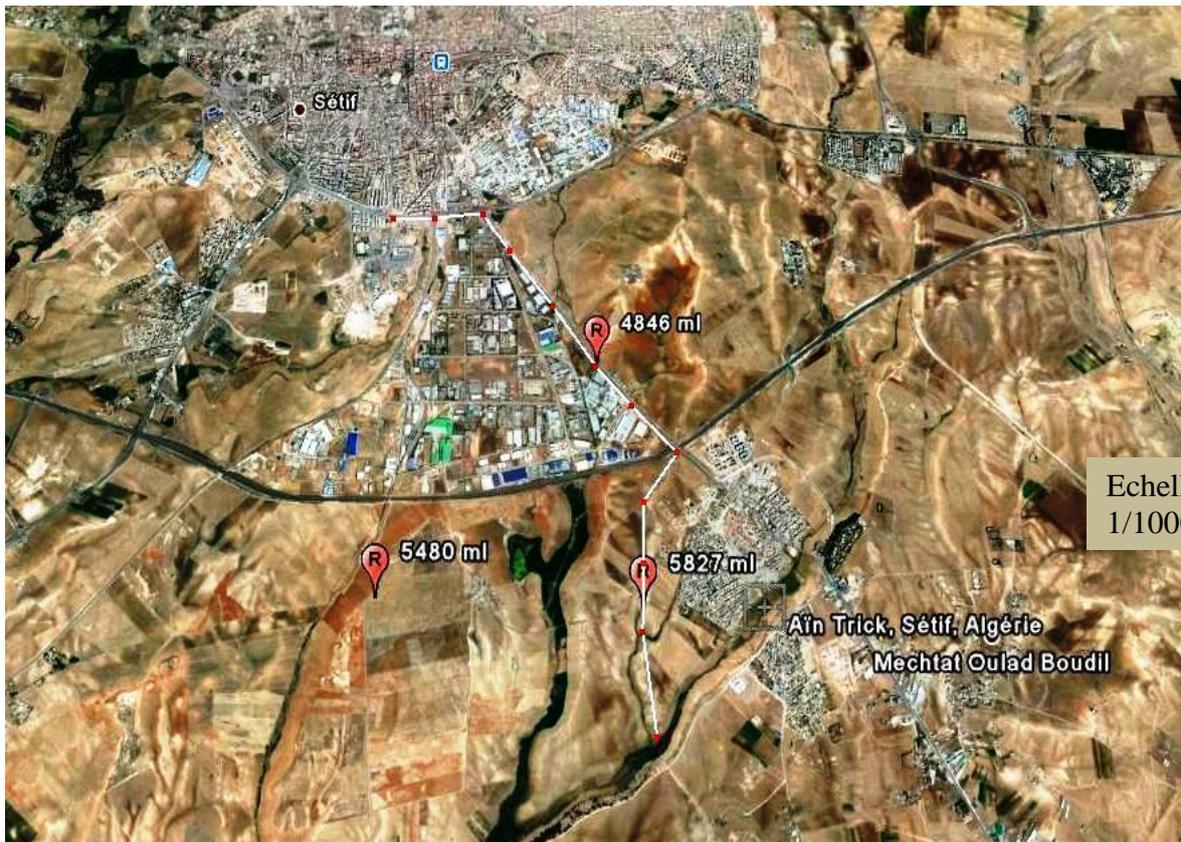


Figure II.1 : Image satellitaire de la zone d'étude traversée par Oued Echouk.

II.2.1 Objectif de l'étude :

L'étude développée dans cette thèse concerne :

- ✓ Une protection contre les inondations à travers l'aménagement des berges de l'oued Echouk
- ✓ Le relevage des eaux usées de l'oued Echouk par une projection d'un collecteur et d'une station de relevage chargée de rejeter les eaux usées vers la station d'épuration Ain Sfiha.

II.3 Topographie et Relief :

La wilaya de Sétif capitale des hauts plateaux avec une altitude de 1300 m et un découpage naturel décomposé de 3 grandes zones :

- **Une zone montagneuse au Nord** : représentée par la chaîne des Babors qui s'étend sur une centaine de kilomètres couvrant pratiquement le Nord de la wilaya où on rencontre des cimes élevés dont la montagne de Babor avec 2004 m.
 - Babors 2.004 m (Commune de Babor)
 - Sidi Mimoune 1.646 m (Beni Aziz)
 - Tilioune 1.698 m (Ait Tizi)

- **Une zone des hautes plaines:** Elle occupe la région centrale de la wilaya dont l'altitude varie entre 800 et 1.300 mètres.
 - Au Nord: Djebel Megress 1.737 M (Ain Abessa)
 - A l'Est Djebel Braou 1.263 M (BazerSekra)
 - Au Sud Djebel BoutalebAferhane: 1.886 M (Boutaleb)
 - Au Centre Djebel Youcef Aferhane: 1.442 M (Guedjal, BirHadada).

- **Une lisière au Sud** renfermant des cuvettes où dorment les chotts :
 - Chott El Beida près de Hammam Sokhna
 - Chott El Frein près de AinLahdjar
 - Chott El Melloul près de Guellal.

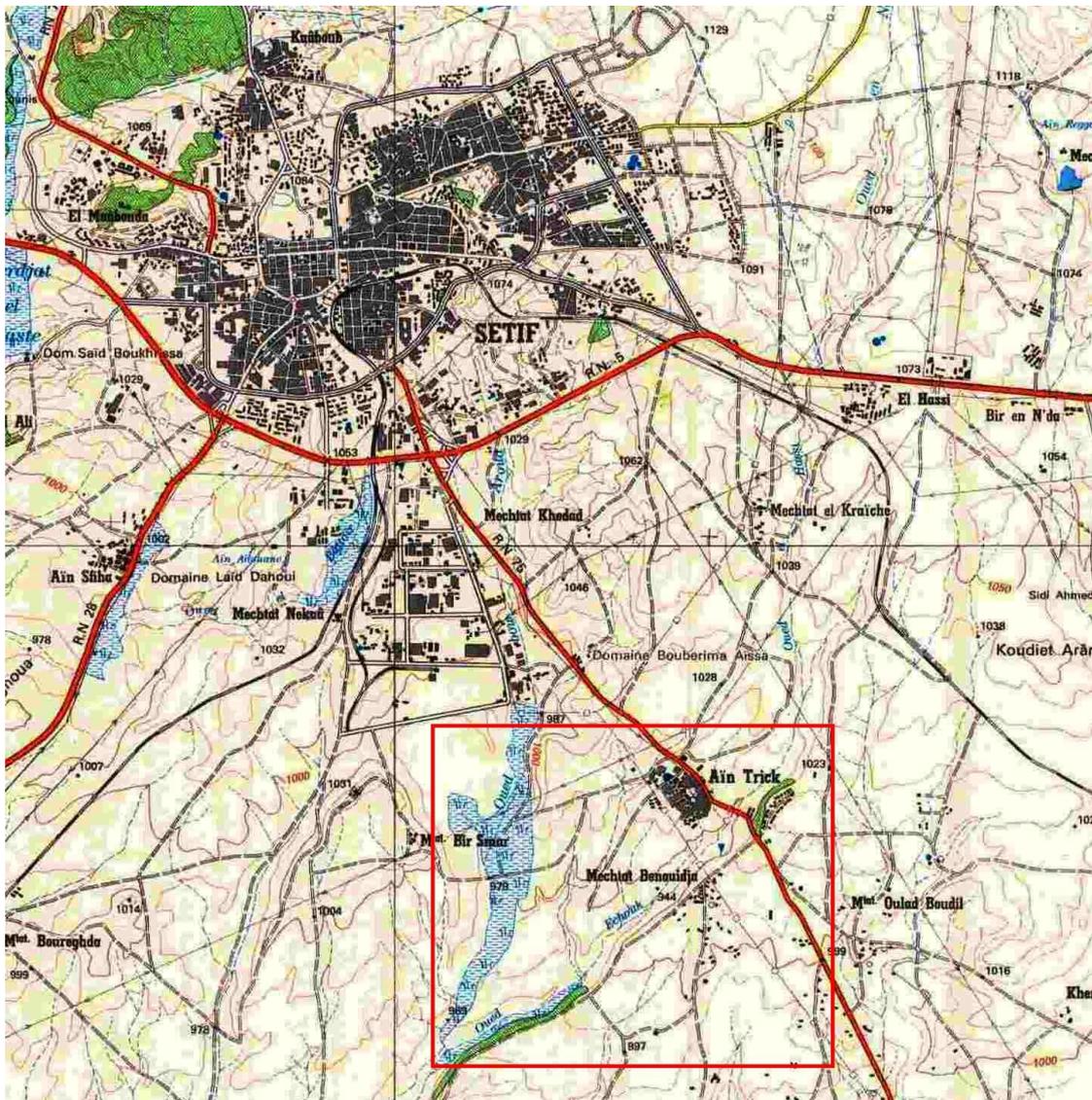


Figure II.2 : Carte de situation de la zone d'étude (Carte d'état Major 1/25000)

II.4 Analyse démographique de la zone d'étude :

D'après les données recueillies auprès de l'APC Sétif, l'évolution de la population de l'agglomération secondaire d'Ain Trick d'après les trois derniers recensements est évaluée selon les sources de l'ONS comme suit:

Tableau II.1 : Evolution de la population de la commune d'Ain Trick.

Désignation	RGPH 1987	RGPH 1998	RGPH 2008
Ain Trik	3692 hab.	6393 hab.	12433 Hab.

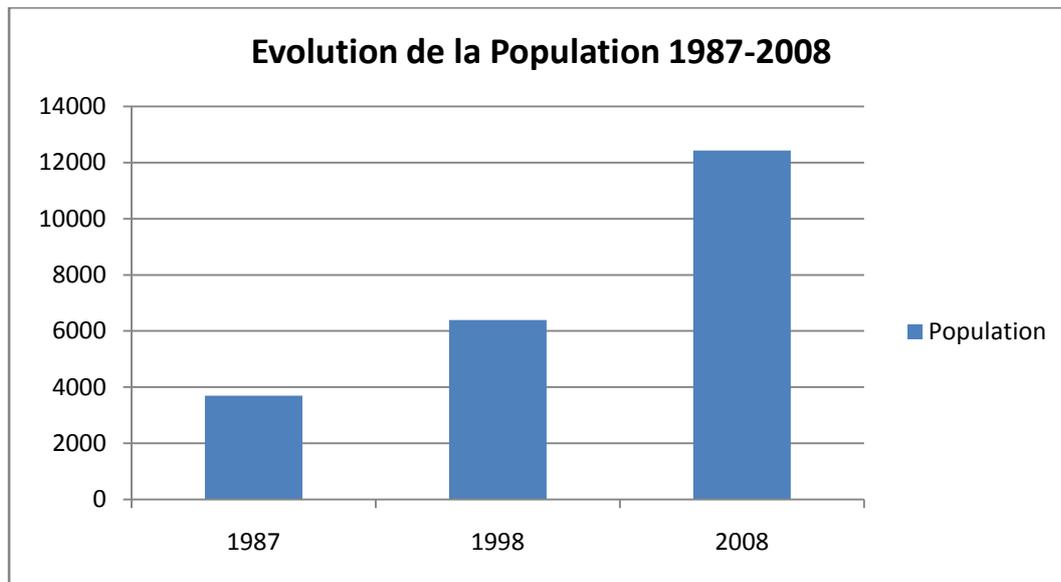


Figure II.3 Evolution de la population

Le taux d'accroissement de la population est présenté comme suit :

Tableau II.2: Accroissement de la population d'Ain Trick.

RGPH	1987-1998	1998-2008
Taux d'accroissement (%)	5,12	6,88

La population future est estimée en appliquant la méthode d'accroissement géométrique :

$$P = P_o (1 + t)^n$$

Avec : P : population future

P_o : Population actuelle

T : taux d'accroissement

n : nombre d'années envisagées pour l'étude

Pour estimer les populations à un horizon futur, nous avons pris en considération un taux d'accroissement moyen de 3% pour calculer la population jusqu'à 2015, et un taux moyen de 2% pour les horizons 2025 et 2035.

Les résultats des estimations de la population à différents horizons de la calcul sont reportées Dans le tableau ci-dessous.

Tableau. II.3 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul

Désignation	Population	Taux accrois. (%)	Population	Taux accrois. (%)	Population	Taux accrois. (%)	Population
Année	RGPH 2008		2015		2025		2035
AS/AinTrick	12433	3	15292	2	17410	2	21222

II.5. Caractéristiques climatiques de la zone d'étude :

La zone de la région Sud Sétifienne est de type méditerranéen semi-aride, caractérisé par un hiver relativement tempéré et un été chaud et sec. Cette zone est également caractérisée par une saison pluvieuse, qui s'étale du mois de Septembre qui annonce l'arrivée des premières pluies de l'automne jusqu'au mois d'avril, qui représente le début de la saison sèche.

L'analyse des différents paramètres météorologiques de la ville d'Ain Trick permet de mieux cerner le contexte climatique de la zone d'étude.

II.5.1. Pluviométrie :

Le régime hydrologique dans le bassin versant est directement lié aux précipitations essentiellement constitués de pluies.

- **Stations et données disponibles :**

Les données pluviométriques ou consultées dans la région ont été sélectionnées à partir des réseaux d'observations des stations de Sétif Ain Sfiha (code 443) et la station de Sétif aéroport (code 445), en plus de la station gérée par l'Office National de la Météorologie.

Pour notre étude, nous avons pris en considération la Station représentative est la station météorologique de Setif (150606), qui est proche du site d'étude d'une part et qui présente une période d'observations plus longue, jusqu'à 2007. Les caractéristiques de la station sont résumées comme suit :

Tableau II.4 : Stations utilisées pour les différents calculs d'extrapolation.

Poste	Code	X	Y	Z	Période d'observation	Moyenne (mm)
FERMATOU	150610	742	328.6	1030	1978-2011	457

- **Pluies moyennes dans la région :**

La pluie annuelle moyenne dans la région est comprise entre 400 et 500 mm d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ANRH, nous prenons en considération la valeur de

$$P_{\text{moy}} = 457 \text{ mm.}$$

- **Répartition de la pluie mensuelle**

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau II.2 traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre humide.

Tableau II.5: Pluviométrie moyenne mensuelle à la station de Sétif (15 06 10).

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août
Pen mm	41,3	36,0	51,5	80,3	70,1	52,0	57,4	51,6	42,6	19,3	5,2	13,2
P en %	7,9	6,9	9,9	15,4	13,5	10,0	11,0	9,9	8,2	3,7	1,0	2,5

Source ANRH d'Alger

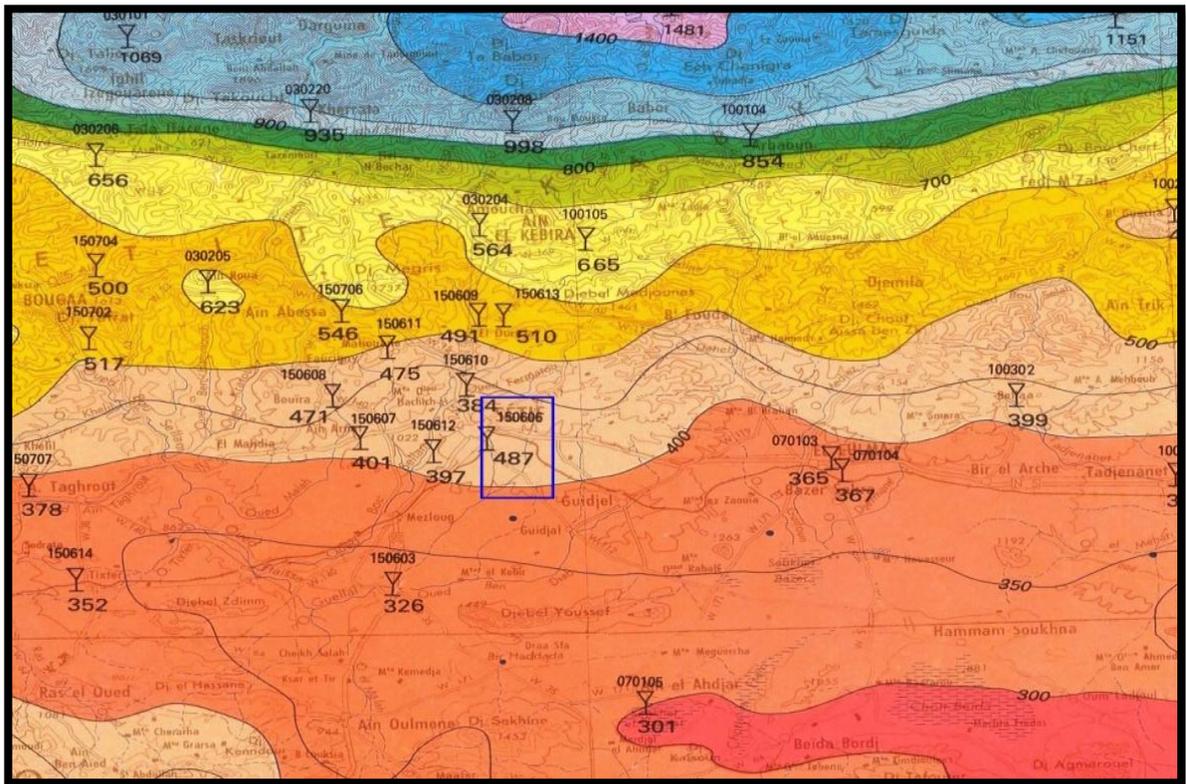


Figure II.4 : Carte pluviométrique II de la zone d'étude (Source : DRE w.sétif)

II.5.2. Températures :

La température est un élément majeur dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau, et constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement.

Tableau II.6 : Répartition de la température de la zone d'étude :

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	
T moy °C	4.9	4.7	8.8	10.2	14.2	19.5	23.2	21.5	16.9	14.6	7.8	4.7	13.5
T max °C	8.4	9.5	14.0	15.3	20.0	26.0	27.6	29.2	22.9	20.1	12.2	8.5	17.7
T min °C	1.0	1.0	3.9	4.9	8.5	12.5	15.7	15.3	11.4	9.3	3.7	1.2	7.4

Source : station météorologique de Sétif (janvier 2011)

La région se caractérise par un été chaud et un hiver froid, tel que la valeur moyenne annuelle est de 13.0°C, donc à partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, on peut distinguer deux saisons :

- Une saison froide, allant du mois d'octobre jusqu'au mois d'Avril, avec une température moyenne inférieure à la moyenne annuelle. Le mois de janvier représente le mois le plus froid avec une température moyenne de 5.0 °C.
- Une saison chaude, allant de Mai à septembre. Le mois le plus chaud est marqué par le mois d'Aout avec des températures maximales dépassant 29.0 °C.

II.5.3. Le vent :

La région d'étude est caractérisée par des vents chauds et secs en été, froids en hiver. Les vents les plus fréquents sont de directions Nord Ouest et Nord Est

Tableau II.7: Vitesses des vents :

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Vmoy (m/s)	3,50	3,57	3,60	3,92	3,57	3,88	3,60	3,53	3,42	3,12	3,52	3,38
V moy inter-an	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55
Vmax (m/s)	20,5	25,33	20,50	20,00	21,00	21,67	23,33	21,17	22,17	18,17	18,83	19,83

II.6. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

L'Oued Echouk traverse le périmètre d'étude de Ain Trick est situé dans le prolongement de l'Oued El Hassi, alimenté à l'ouest par le talweg Ouest de la ville de Sétif limité par la ligne de partage des eaux de Sidi Haieder et l'Oued Nachef du côté Est limité par Djebel Snebel El Djouala. Pour bien illustrer la situation hydrogéologique, on présente la carte suivante.

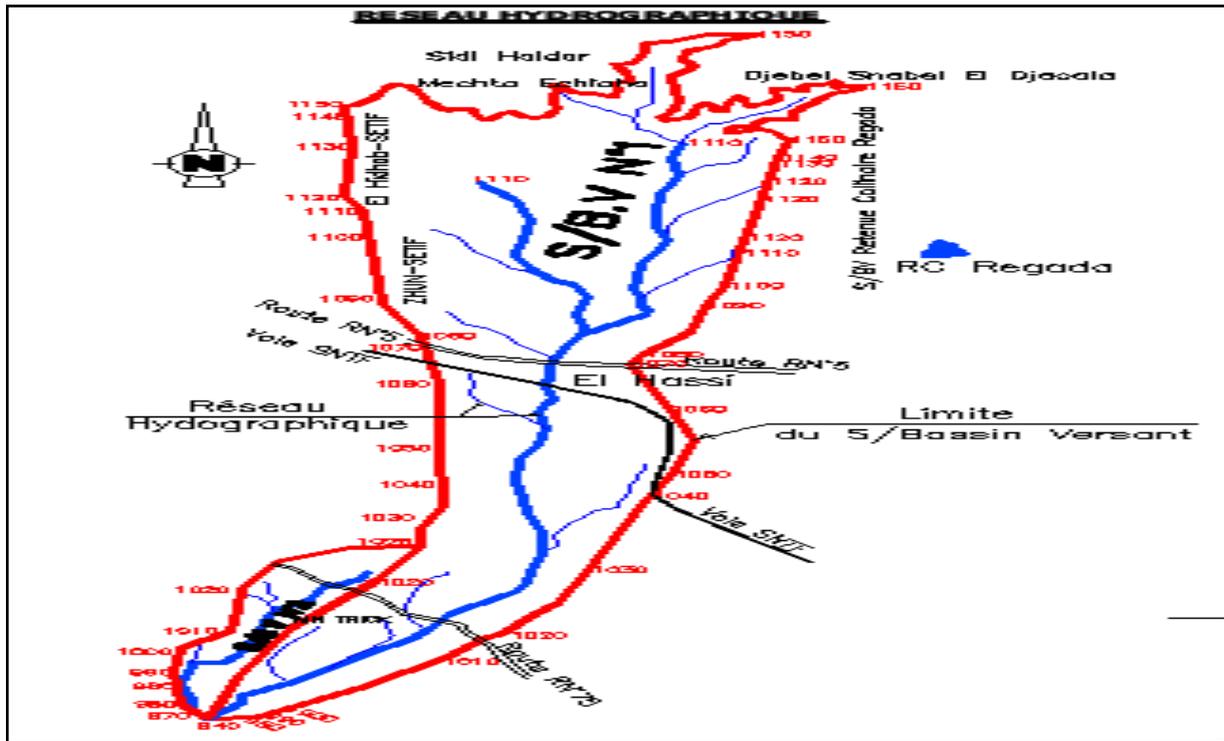


Figure II.5 : plan du réseau hydrographique de la zone d'étude (réalisé sous autocad).

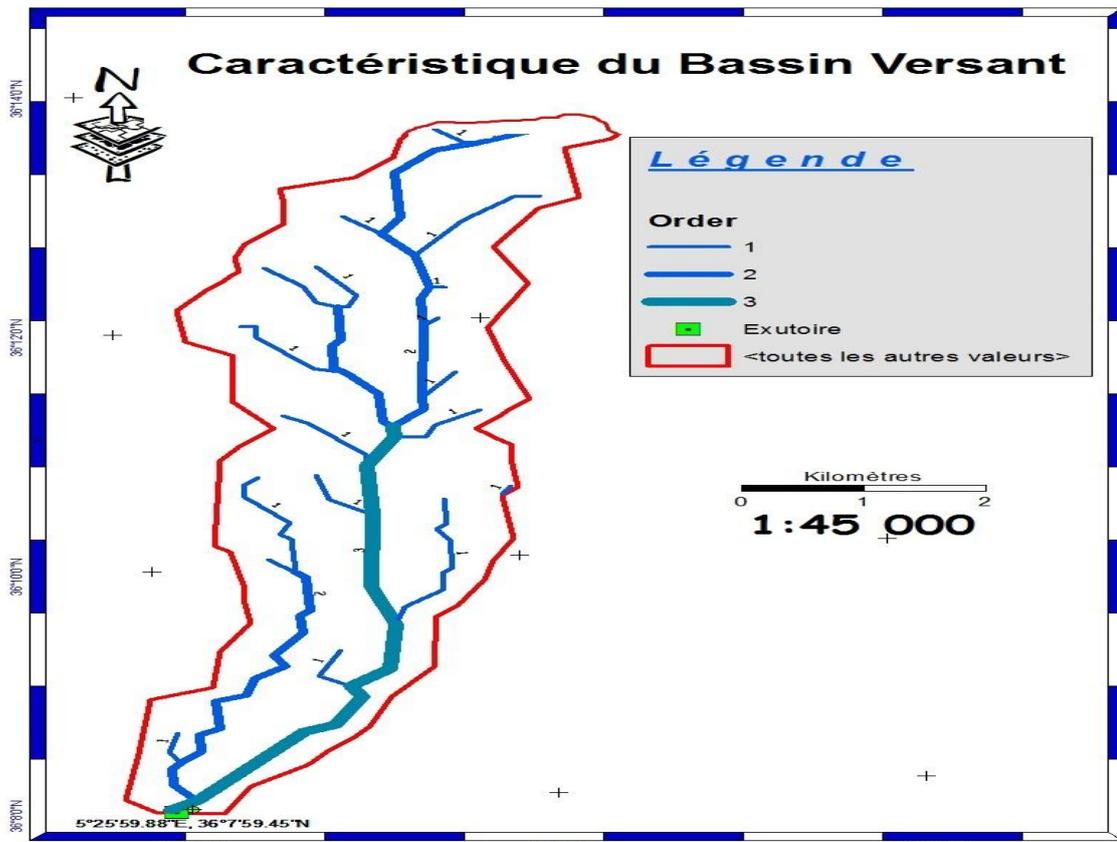


Figure II.6 : plan du réseau hydrographique de la zone d'étude (réalisé sous ARCGIS).

II.7. Aperçu Géologique de la zone :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation de tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

En se basant sur la carte géologique : feuille géologique de Sétif (carte 93) on peut distinguer : deux zones distinctes :

1-Au Nord, les dernières hauteurs du Tell et, au Sud, le domaine des hautes plaines.

Sur les deux tiers septentrionaux, le paysage est donc celui du Tell. C'est une zone relativement accidentée, ravinée, marneuse et marne-calcaire où les principaux reliefs sont d'Ouest en Est : le Djebel Anini (1.544 m), le Djebel Mégriss (1.737 m) et le Djebel Medjounès (1.461 m).

2-A partir de là, le relief s'abaisse régulièrement jusqu'au parallèle de Sétif, où il se stabilise aux alentours de 1.000 m. Deux reliefs accidentent ce glacis, le Djebel Matrana entre Aïn Abessa et le Djebel Mnaguer, juste à l'Est d'EI Ouricia.

Sur le tiers méridional, le paysage est celui des Hautes Plaines sétifiennes : C'est une région à peine vallonnée avec de grandes étendues sans reliefs, de teinte généralement rougeâtre et dépourvue d'arbres, sauf en quelques points le long des oueds.

Stratigraphie :

Les formations du mio-pliocène (mp) sont prépondérantes. Elles sont présentes au nord et au sud du bassin versant. Les affleurements des formations telliennes (nappe de Djemila) sont visibles au centre du bassin versant. Elles disparaissent pour laisser place aux alluvions du quaternaire (Q).

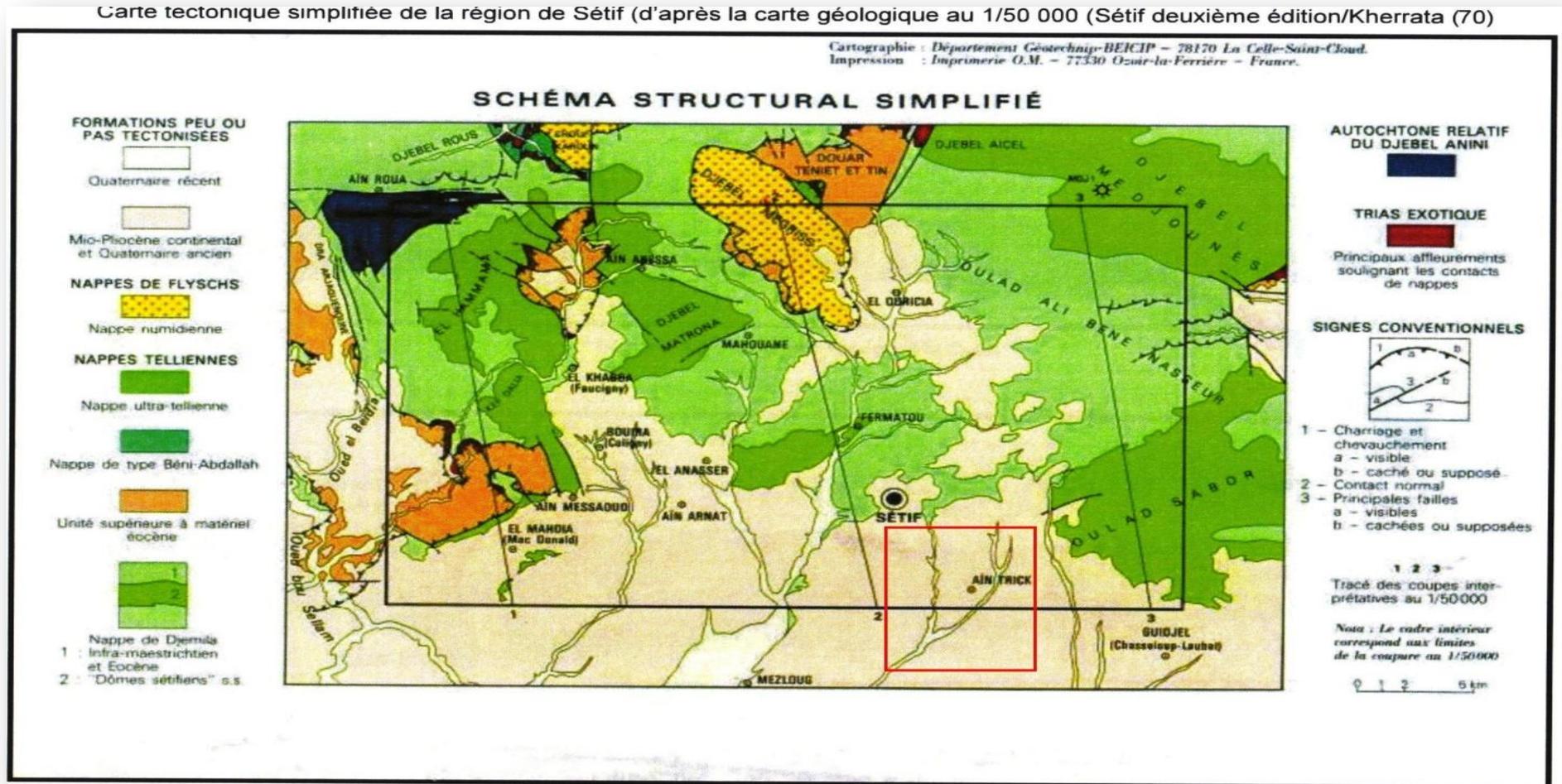


Figure II.7 : Extrait de la carte géologique de la région de Sétif (Source : DRE. Sétif)

II.8. Urbanisation :

L'habitat collectif représente 23,23 % du parc de logement de la commune. A noter que ces ensembles d'habitations souffrent d'un certain nombre de problèmes à savoir :

- ✓ Déficit en équipements.
- ✓ Des cités sans identité architecturale ou urbanistique.
- ✓ Le manque de vides sanitaires est de plus en plus préoccupant surtout en période des chaleurs.
- ✓ Manque d'aménagement des espaces extérieurs.
- ✓ Un programme de logements basé sur la nécessité de résorption du déficit suite à une politique centralisée.
- ✓ La diversité des intervenants à savoir les promoteurs (OPGI, Privé,) à crée le sentiment de non appartenance des cités, au tissu urbain existant.

- ✓ **Les équipements**

Toute population aspire à disposer d'un certain nombre d'équipements d'intérêt général qui font partie du confort minimal auquel chaque usager devrait avoir accès. Les équipements sont planifiés, construits et gérés par les collectivités locales ou régionales.

Les principaux types équipements localisés dans la commune de Ain Trick sont :

- Les équipements éducatifs (Écoles primaires, CEM, lycées, centre de formation professionnel, crèches).
- Les équipements culturels : centre culturel, bibliothèque.
- Les équipements Sanitaire : polyclinique, centre de santé.
- Les équipements de cultes : mosquées
- Les équipements de sureté : protection civile, gendarmerie nationale, sureté urbaine, garde communale.
- Equipements commerciaux : Marchés et commerces.

II.9. Conditions hydrauliques :

La commune de Sétif par sa superficie et sa situation géographique présente un réseau hydraulique important, que ce soit sur le plan de l'alimentation en eau potable ou de l'assainissement, ou la mechta d'Ain Trick est situé à 9 Km du chef lieu de cette dernière.

II.9.1. Situation actuelle des ressources hydrauliques de la wilaya :

- ✓ Principaux Oueds: Oued Boussalem, Oued El Kébir ; Ils se caractérisent par un écoulement irrégulier conséquence des données climatiques et des précipitations.
- ✓ Barrage : d'Ain Zada.

Tableau II.8: Potentialités hydrauliques (hm^3/an) :

NATURE	RECONNUES	MOBILISABLES	MOBILISEES
EAUX SUPERFICIELLES	615	416	42,22
EAUX SOUTERRAINES	170	150	115,05
TOTAL	785	566	157,27

Origine des eaux superficielles :	Origine des eaux souterraines	affectation des ressources
-barrage d'Ain zada : 22,07 hm^3/an -retenues collinaires: 03,63 hm^3/an -pompage a partir des oueds : 12,72 hm^3/an	-forages collectifs (198): 66,08 hm^3/an ; -forages individuelles (2896) : 18,67 hm^3/an ; -puits collectifs (65) : 04,79 hm^3/an ; -puits individuels(18.700): 14,61 hm^3/an ; -sources (357): 10,90 hm^3/an .	- alimentation en eau potable : 78 % - irrigation : 19 % - alimentation en eau industrielle : 03 %.

II.9.2. Assainissement :

Du point de vue assainissement, nous signalons l'existence de plusieurs collecteurs principaux et secondaires, qui se jettent directement dans l'oued Echouk. Ces rejets à ciel ouvert polluent considérablement les oueds.

Il est à noter que ces collecteurs sont généralement réalisés par les services hydrauliques de la commune.

Pour ce qui est de l'assainissement routier, excepté les ouvrages hydrauliques de franchissement, les autres routes communales ou pistes présentent des dysfonctionnements du point de vue assainissement pluvial, puisque les ouvrages hydrauliques tels que les caniveaux ou les avaloirs sont généralement obturés ou quasiment inexistantes.

II.10. Les inondations de l'oued Echouk :

En période pluvieuse, une surface considérable de la commune est exposée aux risques d'inondation, du essentiellement à sa morphologie plate et sa géologie constituée d'alluvions marécageuses. Les inondations par débordement de l'oued Echouk constitue une contrainte pour la commune.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons pu cerner toutes les informations nécessaires sur la région d'étude à savoir :

- La position géographique
- La démographie
- Le climat
- La géologie
- La topographie

Au vu de ces descriptions, nous avons mis en évidence la vulnérabilité de la zone d'étude aux inondations et aux rejets importants d'eaux usées de l'oued Echouk.

L'oued en question traverse l'agglomération de Ain trick doit faire l'objet d'un aménagement adéquat contre les inondations et une meilleure protection de l'environnement.

CHAPITRE III :
Etude hydrologique

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1 Introduction :

L'hydrologie est définie 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 (Touaibia, 2004). En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport des sédiments, et de la pollution de l'eau.

L'analyse hydrologique permet d'apprécier le régime hydrologique auquel est soumis un site d'étude et de calculer les débits d'eaux pluviales.

La présente étude a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques d'oued Echouk d'Ain Trick qui est une étape primordiale pour le projet d'aménagement de ce dernier tels que :

Le but de cette partie est de rassembler les données pluviométriques au niveau de notre bassin versant, et les analyser pour la détermination de la pluie maximale fréquentielle et les pluies de courte durée qui sont généralement génératrices des inondations.

III.2 Etude des caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant :

➤ Le complexe du bassin versant :

Un bassin versant est un espace géométrique dont les apports hydriques sont alimentés par les précipitations et dont les excès en eaux et en matières solides transportées par l'eau ruisselante se convergent vers un seul point appelé exutoire ou embouchure.

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval (Laborde, 2009).

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique.

On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié [9]

Le site d'étude concerne le bassin versant de l'oued Echouk dans la mechta d'Ain Trick dans la wilaya de Sétif.

La délimitation du bassin versant et l'évaluation de ses caractéristiques physiques et hydrographiques ont été effectuées à partir de la carte topographique 1/50.000.

Les courbes de niveau et les thalwegs de différents ordres (classification de Horton) ont été digitalisés et traités par logiciel AutoCad. Ainsi, toutes les surfaces partielles entre les courbes de niveau, distances et longueurs des thalwegs et équidistances entre les courbes de niveaux ont été évaluées avec ce logiciel.

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

III.3.1 Surface du bassin versant :

La surface topographique est le paramètre le plus important. Il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports solide et liquide, lame d'eau ruisselée, lame d'eau infiltrée, ...). La superficie du bassin de l'oued a été obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 13.91 \text{ Km}^2$$

III.3.1.1 Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P = 28.45 \text{ km}$$

III.3.1.2 Longueur du thalweg principal :

La longueur du thalweg principal pour la valeur :

$$L = 10.59 \text{ km}$$

III.3.2 Caractéristiques de forme :

La forme géométrique telle que projetée sur plan horizontal a une influence certaine sur l'écoulement, elle affecte directement le temps du parcours des eaux à travers le réseau de drainage et par conséquent, l'allure de l'hydrogramme, «un bassin très allongé ne réagira pas, toutes choses égales d'ailleurs, de la même manière qu'un bassin de forme très ramassée.

La forme géométrique peut se traduire par un indice Kc:

III.3.2.1 Indice de compacité de Gravelius "Kc" :

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface, il est calculé comme suit :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec : Kc : indice de Gravelius ;

P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²).

Dans notre cas, on trouve Kc= 2.136.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Sa forme devient allongée dans le cas contraire.

-si Kc=1 => bassin parfaitement circulaire

-si Kc=1.128 => bassin ramassé

-si Kc>1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de Kc=2.136 on peut dire que notre bassin est de forme allongée.

III.3.3 Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (S), même périmètre (P), même indice de compacité (Kc) et même répartition hypsométrique que le bassin versant étudié (Roche, 1963).

Ce périmètre permet la comparaison facile des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur la courbe.

Les dimensions du rectangle équivalent sont obtenues comme suit :

$$\text{Donc: } L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] ;$$

$$\text{Et } l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$P = 28.45 \text{ Km}$$

$$L_r = 13.17 \text{ Km}$$

$$l_r = 1.06 \text{ km}$$

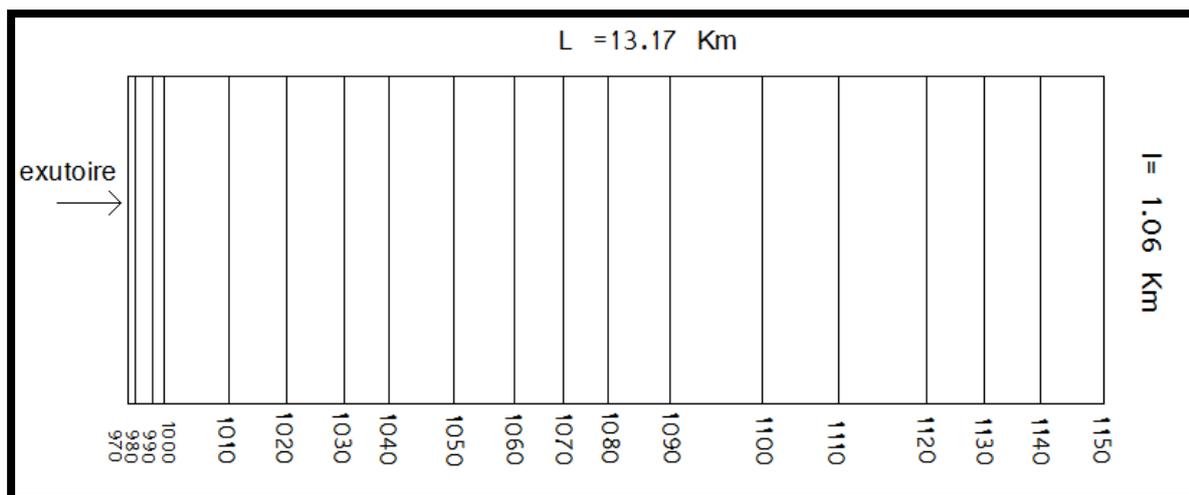


Figure III.1:Rectangle équivalent du bassin étudié

III.4 Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation, il régit donc la forme de l'écoulement. C'est un élément capital dans le comportement hydrologique d'un bassin. Le but recherché dans ce volet, est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La courbe hypsométrique est tracée après avoir estimé par planimétrie les surfaces partielles comprises entre les courbes de niveau successives. On obtient les résultats suivants :

III.4.1 Les altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

Ces altitudes sont :

- Altitude maximale : représente le point le plus élevé du bassin,
- Altitude minimale : montre le point le bas, généralement à l'exutoire du bassin,
- Altitude médiane ou $H_{50\%}$: est déterminée sur la courbe hypsométrique,
- Altitude moyenne H_{moy} : est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{l+n} + H_n}{2}$$

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (en mètre).

Si : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (en km²).

S: Surface totale du bassin versant (en km²).

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ et H_{\min} et H_{\max} sont déterminées directement à partir de la courbe hypsométrique.

III.4.2 Répartition et courbe hypsométrique :

Tableau III.1. : Calcul des surfaces cumulées du B.V :

Tranche d'altitude	Hi (m)	Si(Km2)	ΣSi	S.%	$\Sigma S. \%$
1150-1140	1145	0,90846	0,90846	6,53293	6,53293
1140-1130	1135	0,78965	1,69811	5,67853	12,21146
1130-1120	1125	0,83242	2,53053	5,98609	18,19755
1120-1110	1115	1,24871	3,77924	8,97971	27,17725
1110-1100	1105	1,07812	4,85736	7,75299	34,93024
1100-1090	1095	1,32611	6,18347	9,53632	44,46656
1090-1080	1085	0,87799	7,06146	6,31384	50,78040
1080-1070	1075	0,64964	7,71110	4,67168	55,45208
1070-1060	1065	0,68722	8,39832	4,94191	60,39399
1060-1050	1055	0,86174	9,26005	6,19694	66,59093
1050-1040	1045	0,92158	10,18163	6,62724	73,21817
1040-1030	1035	0,65159	10,83322	4,68569	77,90386
1030-1020	1025	0,81247	11,64569	5,84264	83,74650
1020-1010	1015	0,82013	12,46582	5,89774	89,64424
1010-1000	1005	0,93516	13,40098	6,72492	96,36916
1000-990	995	0,16659	13,56757	1,19798	97,56714
990-980	985	0,23292	13,80049	1,67497	99,24211
980-970	975	0,10539	13,90588	0,75789	100
Total	=	13,9059			

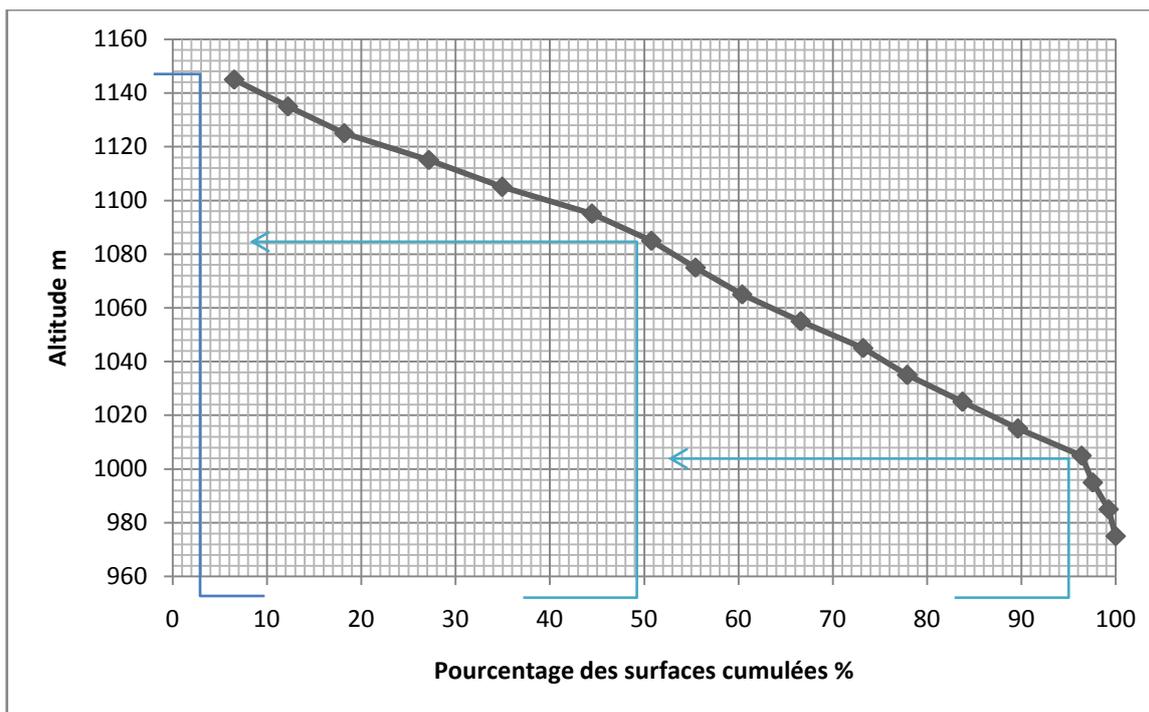


Figure III.2.: Courbe hypsométrique du bassin versant.

➤ **Répartition Altimétrique :**

Pour caractériser le relief des deux sous bassins versants de la région d'étude, nous avons calculés (sous Autocad) la répartition de la surface du bassin par tranche d'altitudes sur la carte topographique 1/50 000 (d'Ain Trick).

Les résultats des paramètres du relief du bassin versant de la région d'étude sont résumés dans les deux tableaux ci-dessous :

Tableau III.2. : Répartition altimétrique

Tranche d'altitude	Hi (m)	Si(Km2)	Si.Hi
1150-1140	1145	0,90846	1040,19
1140-1130	1135	0,78965	896,25
1130-1120	1125	0,83242	936,47
1120-1110	1115	1,24871	1392,31
1110-1100	1105	1,07812	1191,32
1100-1090	1095	1,32611	1452,09
1090-1080	1085	0,87799	952,62
1080-1070	1075	0,64964	698,36
1070-1060	1065	0,68722	731,88
1060-1050	1055	0,86174	909,13
1050-1040	1045	0,92158	963,05
1040-1030	1035	0,65159	674,39
1030-1020	1025	0,81247	832,78
1020-1010	1015	0,82013	832,44
1010-1000	1005	0,93516	939,83
1000-990	995	0,16659	165,76
990-980	985	0,23292	229,43
980-970	975	0,10539	102,76
Total	=	13,9059	14941,07

Tableau III.3 : Les altitudes caractéristiques :

Altitude médiane (50%)	1082
Altitude moyenne	1074
Altitude a 5 %	1145
Altitude a 95 %	1005
altitude max	1150
altitude min	970

III.4.3 Les indices de pente :

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

III.4.3.1 Indice de pente globale I_g :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent ;

bassins	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$	L (km)	I_g (m/ m)
BV	1145	1005	140	13.17	0.011

Il s'agit de caractériser le relief du bassin en se basant sur l'indice de pente globale selon la classification de l'ORSTOM.

Tableau III.4 : Classification du relief :

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < I_g$

D'après la classification de l'ORSTOM, le bassin présente un relief modéré.

$I_g = 1.1\%$. Donc on a : un relief **Assez modéré**

III.4.3.2 Pente moyenne du bassin versant (I_m) :

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

Elle est donnée par la formule :

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

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

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

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

Tableau III.5 : Calcul de la pente moyenne du bassin versant :

Tranche d'altitude	ΔH (m)	Longueur courbes de niveau (Km)
1140	10	3,50
1130		4,73
1120		4,06
1110		5,44
1100		5,44
1090		5,09
1080		4,87
1070		3,21
1060		2,10
1050		4,86
1040		3,09
1030		3,88
1020		4,25
1010		3,56
1000		3,85
990		2,93
980		0,73
Total =	13,9059	65,59

On a donc: $I_{\text{moy}} = 47.16 \text{ m/Km}$;
 Avec : $\Delta H = 10 \text{ m}$ et $S = 13,9059 \text{ Km}^2$

III.5 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à plusieurs facteurs principaux (**Musy&Higy, 1998**). Notre bassin versant est drainé par deux affluents essentiels, qui prennent naissance à partir des hauts reliefs à la périphérie du bassin versant, à partir de Sidi Haidar et Djebel Snabel El Djouala.

III.5.1 Densité de drainage :

Ce paramètre est en quelque sorte un reflet de la dynamique du bassin, de la stabilité du réseau hydrographique et du type de ruissellement de surface.

Il est défini comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant et la surface totale S .

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/ Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ,

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

S : surface du bassin versant [km^2].

Les résultats de calcul de la densité de draine est portés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Calcul des densités de drainage du bassin :

bassins	BV
Dd [km/km^2]	1.77

III.5.2 Pente moyenne du cours d'eau principal :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se déplace vers l'exutoire du bassin, et donc le temps de concentration des eaux. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer entièrement ou en partie dans le sol.

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

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

I_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/m],

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distants [m],

ΔL : longueur du cours d'eau principal [m].

Les résultats de calcul de la pente moyenne du cours d'eau principal sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau. III.7 : Pentés moyennes des cours d'eau principaux

bassins	BV
I_{moy} (%)	1.7

III.6 Calcul du temps de concentration du bassin versant :

Le temps de concentration intervient dans la détermination du débit de projet. Il est défini comme étant la durée nécessaire pour qu'une goutte de pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrauliquement atteigne l'exutoire. Son estimation est primordiale, puis qu'une sous-estimation de ses valeurs aurait des conséquences sur la sécurité des ouvrages hydrauliques (**Remeneiras, 1963**). Généralement, on le détermine à partir de séries de pluies enregistrées à un pas de temps court. Cependant, par manque de données pluviographiques, on utilise les formules empiriques.

➤ **Formule de l'ANRH (étude SOGREAH 1986/1989) :**

Cette formule a été développée par SOGREAH à la demande de l'ANRH, elle est vérifiée et applicable pour les petits bassins versants de l'Algérie.

$$T_c = 3 \left(\frac{S.L}{(10i)^{3/2}} \right)^{1/4}$$

Avec :

T_c : temps de concentration.

S : superficie du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal en Km.

i : Pente du talweg principal en %.

$$T_c = 3.6 \text{ Heures}$$

➤ **Méthode de Giandotti :**

Le temps de concentration selon Giandotti est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du cours d'eau principal (km)

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

$$T_c = 3.77 \text{ Heures}$$

➤ **Formule de Kirpich :**

La méthode de Kirpich est très utilisée pour des bassins montagneux ou accidentés à forte pente :

$$T_c = \frac{0.000325 \cdot L^{0.77}}{I^{0.385} \times 60} \quad (\text{min})$$

Avec L : longueur du thalweg principal (km)

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) / L (m/m)

$$\boxed{T_c = 1.21 \text{ Heures}}$$

➤ **Formule de Ventura :**

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = 0.1272 * \sqrt{\frac{S}{I}}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²).

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) / L (m/m)

On trouve :

$$\boxed{T_c = 2.8 \text{ Heures}}$$

➤ **Formule pour des Bassins non allongés (PASSINI Amélioré) :**

$$T_c = 4 \left[\frac{(S \cdot L)^{1/3}}{(I)^{1/2}} \right]^{0.75}$$

S : superficie du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal en Km.

i : Pente du talweg principal en %.

$$\boxed{T_c = 11.42 \text{ Heures}}$$

Tableau III.8 : Résumés des résultats obtenus :

Formulations	Tc (heures)
Formule de l' ANRH (étude SOGREAH 1986/1989)	3.6
Formule de Giandotti	3.77
Formule de Ventura	2.8
Formule de KIRPICH	1.21
Formule pour des Bassins non allongés PASSINI Amélioré	11.42

Sur la base de tous ces résultats, il est proposé l'adoption de la valeur moyenne des deux formules Ventura et Kirpich : $T_c=2$ **heures** comme valeur du temps de concentration.

Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L}{T_c}$$

AN : $V_R= 1.5$ m/s

Tableau III.09: Caractéristiques hydrologiques du bassin versant N°1 :

Coordonnées du site	Symboles	Unités	Cours d'eau
Superficie	S	Km ²	13.91
Périmètre	P	Km	28.45
Altitudes caractéristiques	H _{min}	m	970
	H _{max}	m	1150
	H _{moy}	m	1074.44
Indice de forme	K _c	/	2.136
Coefficient de forme	C _f	/	6.609
Largeur moyenne	l _{moy}	Km	1.45
Rectangle équivalent	Longueur (L)	Km	13.17
	Largeur (l)	Km	1.06
Pente moyenne du talweg principal	I _m	%	1.7
Longueur du thalweg principal	L _t	Km	10.59
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	1.77
Classe du relief	/	/	Relief modéré
Temps de concentration	T _c	heur	02.00
Vitesse moyenne de ruissellement	V _r	m/s	1.5

III.7 Etude des précipitations :

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

Les données utilisées nous ont été fournies par l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH).

Inventaire des postes pluviométriques :

Trois stations peuvent être exploitées dans le cadre de notre étude, dont les principales caractéristiques sont présentées comme suit :

Tableau III.10 : Stations utilisées pour les différents calculs d'extrapolation.

Poste	Code	X	Y	Z	Période d'observation
BOUIRA COLIGNY	150608	732	326.65	1010	1911-2011
MAHOUANE	150611	737.75	332.95	1150	1952-2011
ZAIRI	150613	745.75	337.5	1130	1968-2011
FERMATOU	150610	742	328.6	1030	1978-2010

Dans notre mémoire, nous avons exploité la station de Fermatou (150610) située en amont et proche du site de l'ouvrage projeté.

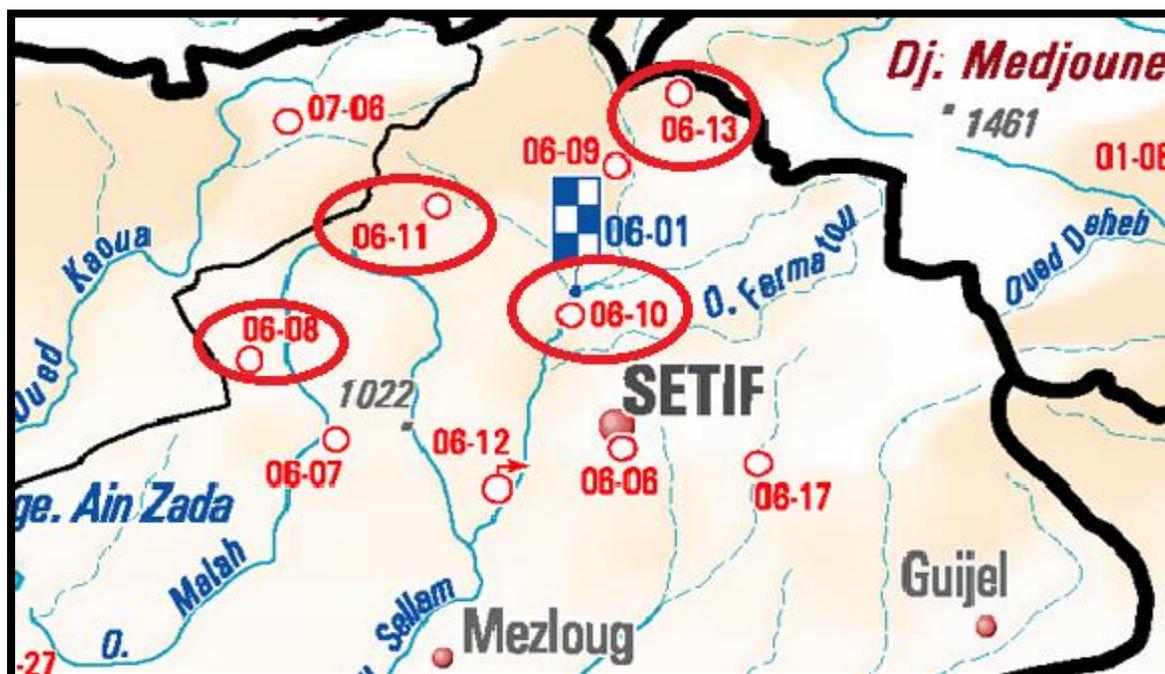


Figure III.3: Inventaire des stations sur la carte du réseau (Source : l'ANRH ALGER).

➤ **Critique des données observées :**

Afin de garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Comblent les lacunes des séries observées si elles existent.
- Détecter et corriger les valeurs douteuses.
- Vérifier l'homogénéité et l'indépendance des données.

• **Comblent les lacunes des séries observées :**

Nous pouvons estimer les valeurs manquantes ou erronées d'une station à partir des valeurs provenant des stations voisines soumises aux mêmes conditions climatiques et situées dans la même zone géographique.

Plusieurs méthodes sont proposées pour cela :

- Remplacer la valeur manquante par la moyenne inter-mensuelle. cette méthode est utilisée dans le cas d'une faible corrélation et lorsque les séries comportent des années d'observations relativement longues.

- Les méthodes basées sur l'analyse de régressions et corrélations :

Le calcul de régression se fait en déterminant les valeurs des paramètres de la relation entre la variable expliquée et la (ou les) variable(s) explicative(s). Cette régression peut être simple ou multiple.

Dans notre cas : On a une série complète et sans lacune.

III.8 Traitement statistique des données :

III.8.1 Test d'homogénéité :

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population (**Llamas, 1993**).

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon :

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

On divise la série complète en deux sous séries : **x** et **y** tel que **N₁** et **N₂** : représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries en considérant généralement **N₂ > N₁**.

On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série appartient-elle.

D'après Wilcoxon, la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec : $W_{\min} < W_X < W_{\max}$

W_X : Somme des rangs de l'échantillon x;

Avec : $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96 \times \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right]$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}]$$

N_1 : taille de l'échantillon X = 13

N_2 : taille de l'échantillon Y = 20

Les calculs effectués pour la série de pluies maximales journalières :

Année	P (mm)
1978	24.6
1979	101
1980	34.4
1981	39.4
1982	24.5
1983	35
1984	28
1985	20.7
1986	28.1
1987	29.6
1988	31.1
1989	29.9
1990	41.5
1991	31.1
1992	45.7
1993	28.1
1994	22.7
1995	43.5
1996	18.2
1997	31.2
1998	50.3
1999	30.2
2000	26.3
2001	25.3
2002	71.6
2003	38.7
2004	61.1
2005	28.9
2006	33.4
2007	18.4
2008	38
2009	22.5
2010	25.2

Tableau III-11 : Résultats du test de Wilcoxon

Série	Rang	N1	Rang N1	N2	Rang N2	Wx	Wmin	Wmax
101	1	24.6	27	31.1	15.5	222	166.80	275.2
71.6	2	101	1	45.7	5			
61.1	3	34.4	12	28.1	21.5			
50.3	4	39.4	8	22.7	29			
45.7	5	24.5	28	43.5	6			
43.5	6	35	11	18.2	33			
41.5	7	28	23	31.2	14			
39.4	8	20.7	31	50.3	4			
38.7	9	28.1	21.5	30.2	17			
38	10	29.6	19	26.3	24			
35	11	31.1	15.5	25.3	25			
34.4	12	29.9	18	71.6	2			
33.4	13	41.5	7	38.7	9			
31.2	14			61.1	3			
31.1	15			28.9	20			
31.1	16			33.4	13			
30.2	17			18.4	32			
29.9	18			38	10			
29.6	19			22.5	30			
28.9	20			25.2	26			
28.1	21							
28.1	22							
28	23							
26.3	24							
25.3	25							
25.2	26							
24.6	27							
24.5	28							
22.7	29							

22.5	30							
20.7	31							
18.4	32							
18.2	33							

Tableau III-12 : Test de Wilcoxon appliqué aux données de pluies annuelles et maximales

Pluie maximales journalière
X = 13
Y = 20
$W_X = \text{Somme des rangs} = 222$
$W_{\min} = 166.80$
$W_{\max} = 275.2$
$W_{\min} < W_X < W_{\max}$
Notre série est homogène

Tableau III.13 : Caractéristique de la série

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=33} Xi$	1158.2
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} Xi}{n}$	35.1
L'écart type « σ_x »	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{31} (x_i - 57.6)^2}{37}} \right]$	16.53
Coefficient de variation « Cv »	$C_V = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.471
L'exposant climatique	$b = 0.32$	

III.8.2 Ajustement statistique des pluies maximales journalières :

Ajustement par la loi de Gumbel

Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel).

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right) \quad (\text{II.8})$$

Avec : la variable réduite suivante : $u = \frac{x-a}{b}$ [Roche, 1970]

Où 'a' et 'b' sont les paramètres du modèle de Gumbel.

➤ **Méthode de calcul :**

✓ **Etape 1 :**

- Préparation de la série de données des pluies maximales journalières.
- Trier les valeurs dans l'ordre croissant.
- Attribuer un rang à chaque valeur.

✓ **Etape 2 :**

Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang : On utilise pour cette méthode la formule de Hazen : $F(x) = \frac{r-0.5}{N}$;

Où r est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, N est la taille de l'échantillon.

✓ **Etape 3 :** Calcul de la variable réduite $u = \frac{x-a}{b}$ de Gumbel. La distribution s'écrit alors comme suit: $F(x) = \exp(-\exp(-u))$ et $u = -\ln(-\ln(F(x)))$.

✓ **Etape 4 :** Représentation graphique des couples (u_i, x_i) de la série à ajuster

Tableau 0.14. Calcul des fréquences empiriques.

Pmax trié	ranger	Fréquence empirique F	Variable réduite U
18.2	1	0,014	-1,460
18.4	2	0,041	-1,165
20.7	3	0,068	-0,991
22.5	4	0,095	-0,858
22.7	5	0,122	-0,745
24.5	6	0,149	-0,645
24.6	7	0,176	-0,553
25.2	8	0,203	-0,468
25.3	9	0,230	-0,386
26.3	10	0,257	-0,307
28	11	0,284	-0,231
28.1	12	0,311	-0,156
28.1	13	0,338	-0,082
28.9	14	0,365	-0,008
29.6	15	0,392	0,065
29.9	16	0,419	0,139
30.2	17	0,446	0,214
31.1	18	0,473	0,289
31.1	19	0,500	0,367
31.2	20	0,527	0,446
33.4	21	0,554	0,527
34.4	22	0,581	0,611
35	23	0,608	0,698
38	24	0,635	0,790
38.7	25	0,662	0,886
39.4	26	0,689	0,988
41.5	27	0,716	1,097
43.5	28	0,743	1,215
45.7	29	0,770	1,343
50.3	30	0,797	1,485
61.1	31	0,824	1,644
71.6	32	0,851	1,827
101	33	0,878	2,043

L'ajustement par la méthode des moments :

La méthode des moments consiste à égaliser les moments des échantillons avec les moments théoriques de la loi. L'estimation des paramètres a et b par la méthode des moments est effectuée comme suit :

$$\begin{cases} \hat{b} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \hat{\sigma} \\ \hat{a} = \hat{\mu} - \hat{b}\gamma \end{cases}$$

Avec :

$$\gamma = 0.5772 \text{ (Constante d'Euler)}$$

σ : écart-type des valeurs composant l'échantillon.

μ : Moyenne de l'échantillon.

On trouve : $b = 2.45/3.14 \times 16.5 = 12.86$

$$a = 35.1 - 12.86 \times 0.5772 = 27.68$$

- **Intervalle de confiance** : Le Logiciel Hyfran a été utilisé pour estimer les quantiles et des intervalles de confiances à un seuil de risque de 5% pour différentes périodes de retour, pour la loi de Gumbel (méthode des moments).

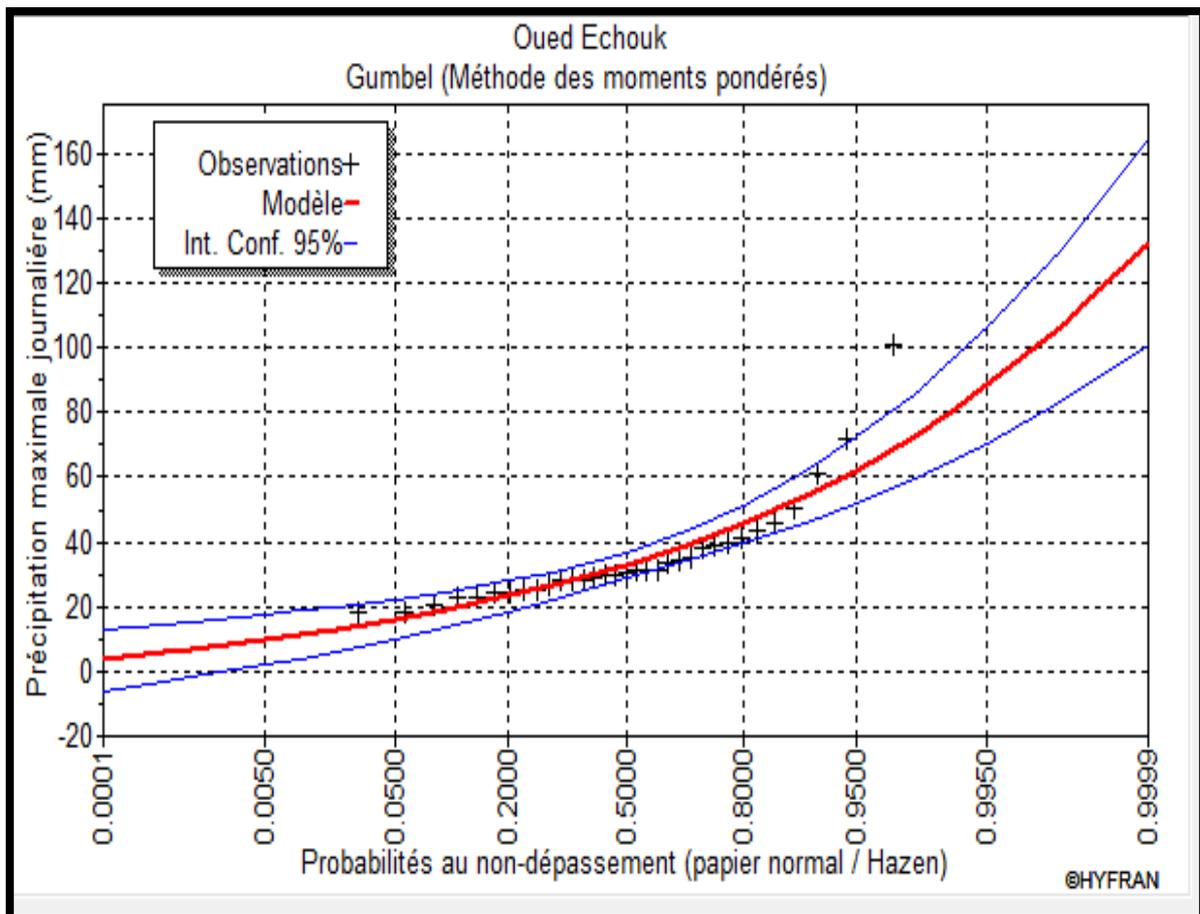


Figure 0.4 : Courbe comparative Observations/modèle fréquentiel (Gumbel)

A. Ajustement par la loi de Galton :

La loi de Galton est donnée par la fonction de répartition de la forme :

$$F'(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

Avec $u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma}$

L'équation de la droite de Galton qui ajuste les valeurs expérimentales est la suivante:

$$\text{Log}(xp\%) = \sqrt{\text{Log}x} + \sqrt{\text{Log}u_{p\%}}$$

En utilisant le logiciel Hyfran, nous avons obtenu les résultats suivants :

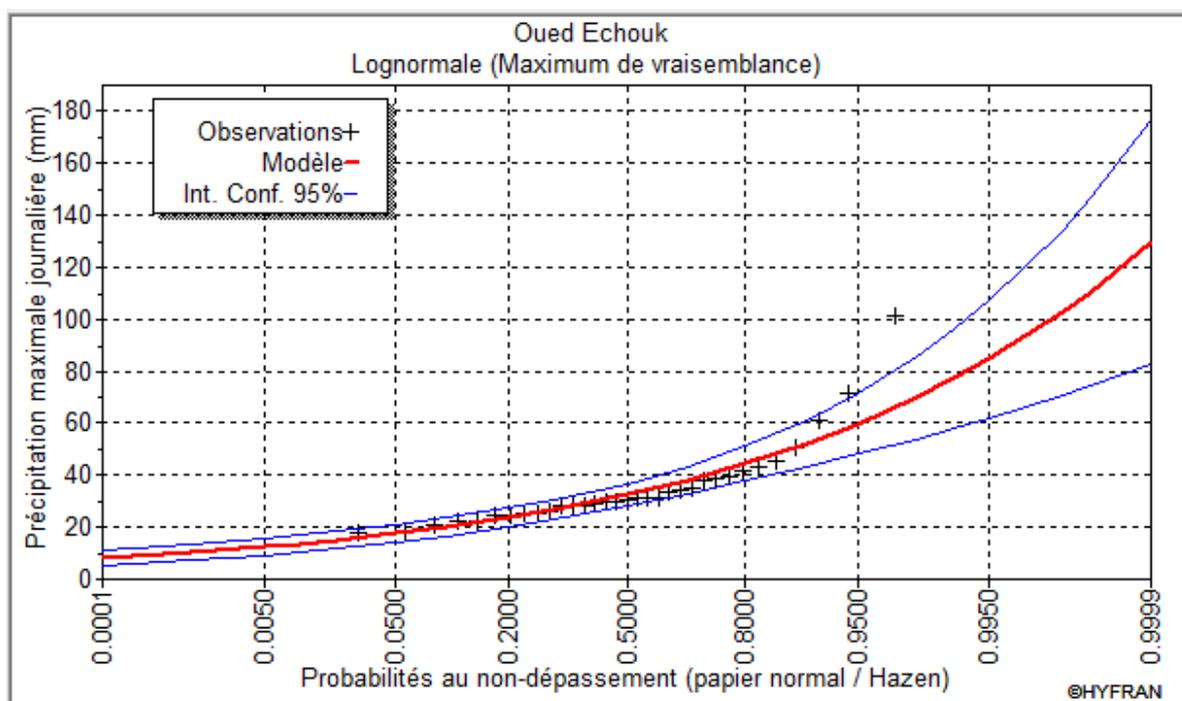


Figure 0.5 : Ajustement des pluies maximales journalières par la loi de Galton

III.8.3 Choix de la loi d'ajustement :

Test d'adéquation par le test de Khi carré :

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour lequel une loi de répartition F(X) a été déterminée :

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre V_i est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X) dX = N[F(X_i) - F(X_{i+1})]$$

$f(X)$: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

$$\lambda = K - 1 - P$$

Avec :

- P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition (P=2).

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ .

Le test d'adéquation du Khi-carré effectué à l'aide du logiciel Hyfran pour les 2 lois a donné les résultats suivants :

- $X^2 = 4.58$ pour la loi Log-Normale (Galton).
- $X^2 = 5.06$ pour la loi Gumbel.

D'après le test khi-carré, on voit nettement que l'ajustement des pluies maximales est meilleur avec la loi Log-normale, on retient donc cette loi pour l'extrapolation des pluies à différentes périodes de retour.

Tableau 0.15 : Valeurs min et max pour un seuil de 95% en fonction de T (Galton)

Période de retour (ans) T	Probabilité (F)	P(F)	Intervalle de confiance 95%
1000.0	0.9990	103	70.9-134
100.00	0.9900	77.2	58.1-96.3
50.000	0.9800	69.8	54.0-85.5
20.000	0.9500	59.9	48.2-71.7
10.000	0.9000	52.4	43.3-61.4

III.8.4 Calcul de l'intensité moyenne de la précipitation

Pour le calcul de l'intensité pluviométrique on se réfère à la formule de Montanari qui est la plus utilisée en Algérie :

$$\text{Avec : } I_t(P) = \frac{P_{24}(0.99) \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}}{24}$$

$I_t(P)$: Intensité moyenne de pluie pour une averse.

$I_{24}(P)$: Intensité moyenne de pluie journalière de fréquence « P »

Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H. Pour notre région, il est égal à : **0,32**

Tableau 0.16 : Valeurs des intensités de pluie en mm/h

T (année)	1000	100	50	20	10
p(F)	103	77.2	69.8	59.9	52.4
durée (h)	It(mm/h)	It(mm/h)	It(mm/h)	It(mm/h)	It(mm/h)
0,25	95.625	71.672	64.802	55.611	48.648
0,5	59.686	44.735	40.447	34.710	30.364
1	37.254	27.922	25.246	21.665	18.952
2	23.252	17.428	15.758	13.523	11.829
6	11.016	8.257	7.465	6.406	5.604
12	6.876	5.154	4.660	3.999	3.498
24	4.292	3.217	2.908	2.496	2.183

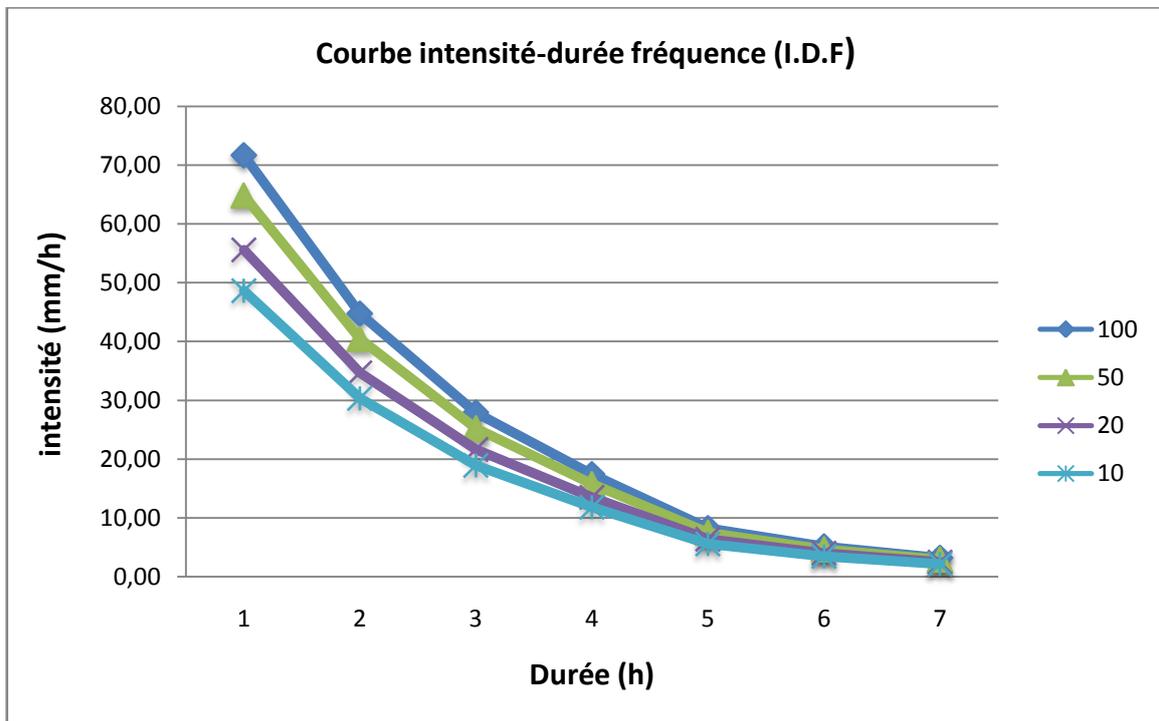


Figure 0.6 : Courbes IDF de la zone du projet

Les intensités en l/s/ha sont présentées comme suit :

Tableau 0.17: Valeurs des intensités de pluie en l/s/ha

T (année)	1000	100	50	20	10
p(F)	103	77.2	69.8	59.9	52.4
durée (h)	It (l/s/ha)				
0,25	265.62	199.09	180.01	154.47	135.13
0,5	165.79	124.26	112.35	96.42	84.35
1	103.48	77.56	70.13	60.18	52.65
2	64.59	48.41	43.77	37.56	32.86
6	30.60	22.94	20.74	17.80	15.57
12	19.10	14.32	12.94	11.11	9.72
24	11.92	8.94	8.08	6.93	6.06

III.9 Etude hydrologique du bassin versant BV N°2 :

Le bassin versant BV N°2 couvre le périmètre urbain existant et la zone d'extension urbanistique en cours de réalisation.

Le débit des eaux pluviales sera estimé par la méthode rationnelle, en assurant une sécurité de la capacité de drainage des crues du à des orages pour des fréquences de 10 ans.

Paramètres géométriques du bassin versant BV N°2

Les altitudes extrêmes (minimales et maximales) du bassin versant sont données dans le tableau **III.18**: Les altitudes extrêmes (minimales et maximales) du bassin versant

Cordonnées du site	Symboles	Unités	valeur
Superficie	S	Km ²	1.09
Périmètre	P	Km	6.19
Longueur du thalweg principal	L	Km	2.6
Altitude maximale	Hmax	M	1020
Altitude minimale	Hmin	M	970
Pente moyenne	i	%	1.92
Vitesse	V	m/s	1.6

Le calcul du temps de concentration par la méthode des vitesses d'écoulement ($V=1.5$ m/s) donne un temps de concentration $T_c = 30$ min.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exposé les caractéristiques physiographiques et morphologiques du bassin versant de l'oued Echouk. Nous avons ainsi procédé à une analyse hydrologique, qui nous a permis de choisir le modèle fréquentiel auquel s'ajuste mieux notre série pluviométrique.

En effet, l'analyse hydrologique a permis de quantifier les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour pour la station la plus proche, ainsi que l'intensité moyenne maximale pour les pluies de courtes durées.

Cette étude sera complétée dans le prochain chapitre par l'étude des débits de crues, nécessaire au dimensionnement hydraulique des oueds.

CHAPITRE IV :
ETUDEDES CRUES

Chapitre IV : Etudedes crues

IV.1 Introduction :

Lors du dimensionnement des ouvrages, le débit maximal ou la pointe de crue est une donnée primordiale qui intervient dans les calculs hydrologiques. Toute sous-estimation de ce débit peut avoir des conséquences néfastes sur la sécurité de l'ouvrage et des populations.

La maîtrise du risque de crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les hydrologues, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue.

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet. En effet, prévoir une crue c'est dire à l'avance quel sera le débit ou la cote de la rivière en une station donnée.

IV.2 Méthodes d'estimation des débits de crue :

Par définition : Une crue est un phénomène naturel caractérisé par une montée plus ou moins brutale du niveau d'un cours d'eau due à une averse. Elle se traduit par l'augmentation de son débit. Sur le plan hydraulique, une crue peut être considérée comme une onde se propageant dans la rivière.

Plusieurs méthodes ont été formulées dans différents bassins versants par des hydrologues, peuvent être exploitées pour estimer les crues :

IV.2.1 Méthodes statistiques :

Consiste à faire un ajustement sur les séries de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage.

Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.

IV.2.2 Méthodes empiriques:

Utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.

IV.3 Calculs des débits de crue pour le bassin BV°1 :

➤ **Méthodes empiriques :**

Les méthodes empiriques sont nombreuses, elles ont été élaborées dans plusieurs bassins du monde en fonction des conditions hydrologiques diverses.

Étant donné qu’aucune station n’est disponible et qui soit proche du site, on se réfère sur les formules empiriques et pseudo-déterministes les plus utilisées.

IV.3.1 Rappel des caractéristiques hydrologiques des bassins :

Pluies maximales journalières :

Etant donné que les pluies maximales journalières s’ajustent à la loi Log normale, les précipitations maximales journalières de différentes fréquences peuvent être déterminées par la relation suivante :

$$P_{j.max}(f\%) = \frac{e^{u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}}{\sqrt{Cv^2+1}} \times P_{j.moy.max}$$

Avec :

Pj.max(f%) : Lame de pluie maximale journalière de fréquence f(%) en (mm).

Pj.moy.max : Lame de pluie journalière maximum moyenne (mm)

Cv : coefficient de variation.

U : variable réduite de Gauss.

Les résultats obtenus sont résumés au tableau suivant :

Tableau IV.1 : la pluie maximale journalière d’une fréquence donnée.

Période de retour	10	20	50	100
Variable de GAUSS	1.28	1.34	2.05	2.32
Pj.max% (mm)	52.4	59.9	69.8	77.2

Dans notre thèse quatre méthodes ont été exploitées pour l'estimation des crues :

1-Formule de Mallet–Gauthier :

Le débit de crue est calculé comme suit :

$$Q_{\max, p\%} = 2.K.\log\left(1 + 20P_0\right) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S}$$

Avec :

P: précipitation moyenne interannuelle.=457 mm

S:surface du bassin versant =13.91 km²

L:longueur du talweg principal (10.59 km)

K:constant dépend des caractéristiques du bassin (1÷3) on prend K=3

A : paramètre du bassin : d'après l'ANRH A=20

T: période de retour en années.

Les débits calculés par la méthode de Maillet Gauthier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : débits maximums par Mallet–Gauthier

T (ans)	10	20	50	100	1000
Q _{max} (m ³ /s)	50.7	58.0	66.5	72.3	84.2

2- La formule de Turazza

Cette formule fait intervenir un paramètre qui dépend de la forme de l'hydrogramme, et qui est fonction de la superficie des bassins versants, le débit de crue est :

$$Q = \frac{C}{3.6} \cdot \frac{P_{Tc}}{T_c} S$$

Où : Q est le débit de crue (m³/s) ;

P_{Tc} : est la pluie correspondant au temps de concentration (mm) ;

$$P_{Tc} = P. \% \left(\frac{T_c}{24}\right)^b$$

C : coefficient de ruissellement pour différentes périodes de retour;

S : Superficie du BV (km²).

Tableau IV.3: débits maximums par Turazza

TURAZZA				
P. retour (ans)	10	20	50	100
C.	0.6	0.6	0.6	0.7
Qmax (m3/s)	27.424	31.351	36.532	40.403

3- La formule de Sokolowski

$$Q_{\max P \%} = 0.28 \frac{(P_{P\%Tc})\alpha_{\%}S.f}{Tc}$$

Avec :

$\alpha_{\%}$ Coefficient de ruissellement pour la crue probable

f : coefficient de la forme de crue : égal a 1.2

Tc : temps de concentration du bassin versant

$P_{P\%Tc}$: Précipitation en mm de probabilité correspondant à un temps Tc.

Les débits calculés par la méthode de Sokolosvski sont comme suit :

Tableau IV.4: Calcul des débits par la formule de Sokolowski

f	1.2				
alpha	0.6	P. retour (ans)			
		10	20	50	100
Qmax (m3/s)		33.172	37.922	44.189	48.873

4. La Méthode SCS

La méthode SCS (USGS, 1975) est appliquée dans les calculs hydrologiques pour obtenir le débit maximal, mais aussi l'hydrogramme de crue, ainsi que les volumes de crues. La méthode SCS s'appuie essentiellement sur un paramètre qu'il faut caler, ce paramètre appelé « CurveNumber », est fonction de plusieurs facteurs tels que le couvert végétal, le type de sol, et les conditions antérieures d'humidité du sol.

La méthode SCS est une transformation de la relation pluie-débit, les pluies brutes (pluies totales tombées sur le bassin versant) sont séparées selon trois composantes: ruissellement direct (Q) (ou écoulement de surface), Infiltration instantanée dans les dépressions et pores des sols (F), indice d'interception (Ia).

La rétention F est supposée être une fonction des lames de précipitations et des débits, ainsi que de l'infiltration, comme suit :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Où :

P: Lame d'eau précipitée, mm (précipitation journalière du projet)

Ia: Indice d'interception, mm (Application empirique dans l'équation ; Ia = 0.2 x S).

S: Capacité maximale d'infiltration, mm.

Q: Lame d'eau ruisselée, mm (considéré comme débit unitaire).

Des applications empiriques antérieures ont été faites pour estimer les valeurs de "S". Ces études ont révélé que "S" est lié au type du sol, couverture végétale, et l'état hydrique du bassin versant. Ils peuvent être résumés par le CurveNumber (CN), qui est utilisé pour estimer les valeurs de 'S' comme suit :

$$S = 25.4 \times \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Le débit de projet Q_p estimé pour une période de retour donnée est calculé comme suit :

$$Q_p = 0.00043 \times 10^{C_0 + C_1 \cdot \log(t_c) + C_2 \cdot (\log(t_c))^2} \times A \times Q$$

Avec :

Q_p : Débit maximal, (m³/s).

A: superficie du bassin versant (km²) ;

t_c : Temps de concentration (h) ;

Q : Débit maximal unitaire par unité de surface, (m³/s/km²/mm).

C0, C1 et C2 sont des paramètres, fonction des précipitations dépendant et du climat du pays.

Ils représentent les caractéristiques des pluies antérieures. En Algérie, on utilise les paramètres de type II.

Les valeurs de ces coefficients calculés sont montrées ci-dessous:

Tableau IV.5 : Valeurs des coefficients C_0 , C_1 et C_2 pour Type-II

Valeur de Ia/P	C_0	C_1	C_2
0.10	2.55323	-0.61512	-0.16403
0.30	2.46532	-0.62257	-0.11657
0.36	2.41896	-0.61594	-0.08820
0.40	2.36409	-0.59857	-0.05621
0.45	2.29238	-0.57005	-0.02281
0.50	2.20282	-0.51599	-0.01259

Source: Design of Hydraulic Highway, Séries N°2, deuxième édition

Classification du complexe «couverture du sol »

Plusieurs différents types de sols sont identifiés dans les tableaux pour calculer les valeurs du CurveNumber. Les valeurs usuelles du « CN » pour les différents types de sols, pratiques culturales, et conditions hydrologiques sont indiquées pour chaque groupe de sol en se référant en Annexe 2.

Les débits de crue calculés pour notre bassin sont comme suit :

Tableau IV.6 : débits maximums par SCS

T (ans)	10	20	50	100
$Q_{max}(m^3/s)$	29.1	38.1	50.0	59.3

Les débits de crue calculés pour différentes méthodes sont résumés comme suit :

Tableau IV.7 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes

METHODES	Q10 (m3/s)	Q20 (m3/s)	Q50 (m3/s)	Q100 (m3/s)
MAILLET-GAUTHIER	50.7	58.0	66.5	72.3
TURAZZA	27.4	31.4	36.6	47.1
SOKOLOWSKI	33.2	37.9	44.3	48.9
SCS	15.7	21.7	30.7	37.4
MOYENNE_DEBIT	25.4	30.3	37.2	45.0

Conclusion :

D'après tableau IV.7, on voit que les valeurs obtenues par Mallet-Gauthier sont très majorées par rapport aux autres méthodes. Les débits de crues pour différentes périodes de retour seront estimés d'après la moyenne des méthodes de TurazzaSokolowsk et SCS.

IV.4 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky:

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

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

A. Volume de la crue :

Les volumes des crues à différentes fréquences se calculent avec la relation.

$$V_{max} = \frac{Q_{max} \cdot T_c}{f}$$

Ou :

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (f= 1,2)

Tc : Temps de concentration, Tc = 2 heures

Les volumes des crues fréquentielles sont exposés sur le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Volumes des crues pour différentes fréquences.

Période de retour T (ans)	10	20	50	100
Qmax(m ³ /s)	25.4	30.3	37.2	45.0
V _{max} (m ³)	181800	207600	243000	288000

B. Hydrogrammes des crues :

Pour le tracé, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'Hydrogramme en deux parties non symétriques, cette méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

• Pour la montée de la crue $Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$

• Pour la décrue : $Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$ 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 la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x = 2$ pour la montée de la crue.

$Y = 3$ pour la décrue.

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

- $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

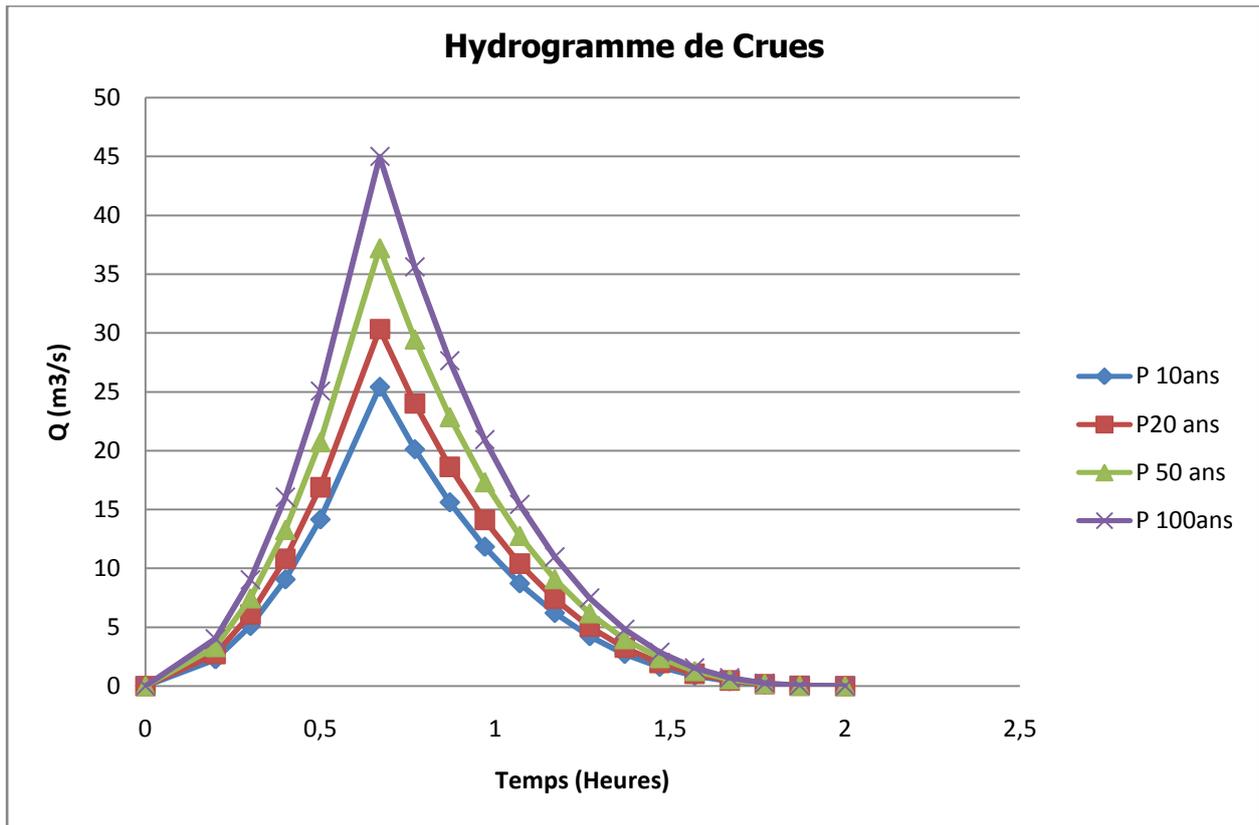


Figure IV.01 : Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.

IV.5 Calcul du débit Pour le bassin versant N2 :

Le bassin versant BV N°2 couvre en majorité dans le périmètre urbain existant et la zone d'extension urbanistique en cours de réalisation.

Le débit des eaux pluviales sera estimé par la méthode rationnelle, en assurant une sécurité de la capacité de drainage des crues du à des orages de temps de concentration de 15 mn et de fréquence de 10 ans.

Le tronçon de réseau traversant le périmètre urbain sera projeté en canal fermé ou conduite en Béton armé, afin de permettre à l'occupation de sol de la servitude du collecteur, d'être aménager en route urbaine.

IV.5.1 Données pluviométriques :

Les données climatiques du centre se résument comme suit :

1. Pluie moyenne : Annuelle : 457 mm
: Journalière max. annuelle : 35.10 mm
2. Exposant climatique : $b = 0.32$
3. Coefficient de Variation : $Cv = 0.471$

IV.5.2 Calcul des intensités pluviiales :

En fonction des paramètres climatiques précédents (b=0.32) les intensités pluviométriques ont été calculés comme suit pour différents pas de temps :

Tableau IV.9 : Intensités de pluies calculées pour différentes périodes de retour

Intensité pluviiale (mm/h)	I10	I20	I50	I100
Tc= 15 min	52.2	61.4	73.7	83.5
Tc= 30 min	32.6	38.3	46.0	52.1
Tc= 60 min	20.4	23.9	28.7	32.5
Tc= 120 min	12.7	14.9	17.9	20.3

IV.5.3 Calcul des débits de crue par la Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est très utilisée pour des bassins versants ayant une superficie inférieures à 5 Km².

$$Q_{\max} = C . I . A$$

Avec :

Q_{\max} : débit maximum en m³/s

A : Surface du bassin versant en km².

C : coefficient de ruissellement

I : intensité d'une averse en (mm/h) déterminée selon la relation :

Les précipitations exceptionnelles ($P_{t\max}$) de durée ($T=T_c$) inférieure à 24 heures sont reliées aux précipitations journalières fréquentielles $P_{j\max (F)}$ selon la relation des pluies de courte durée valable pour l'Algérie du nord.

$$P_{t\max (F\%)} = \left(\frac{T_c}{24} \right)^b . P_{j\max (f\%)}$$

Avec :

$P_{t\max}$: hauteur d'eau tombée d'une averse de durée T_c inférieure à 24 heures.

$P_{j\max}$: hauteur d'eau tombée d'une averse de 24 heures.

b : exposant climatique de la région.

T_c : Temps de concentration, T_c

Pour les zones urbaines : $0,4 > C < 0,8$ en prend : $C=0.48$

Dans ce cas, l'extrapolation des pluies maximales pour des fréquences est calculée comme suit :

$$P_j(\%) = \frac{\bar{P}_j}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Où $P_j\%$: est la pluie maximale journalière pour une fréquence donnée ;

\bar{P}_j : est la pluie maximale journalière moyennant une période d'observations ;

C_v : est le coefficient de variation de la série des pluies maximales observées ;

u : est la variable réduite de Gauss, elle est obtenue pour différentes périodes de retour comme suit :

Tableau IV.10 : Pluies calculées pour différentes périodes de retour

Fréquence	50%	20%	10%	5%	2%	1%
P.retour (ans)	2	5	10	20	50	100
u. Gauss	0	0,8	1,28	1,64	2,05	2,33
Pluies max (mm)	31.8	46.2	56.3	66.1	79.4	90.0

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau : débit critique maximum par Formule rationnelle :

METHODE	Q10	Q20	Q50	Q100
RATIONNELLE				
Q_max (m3/s)	4.9	5.7	6.9	7.8

Conclusion

L'estimation des crues est une étape cruciale en hydrologie, puisqu'elle permet de bien dimensionner les ouvrages hydrauliques.

Pour ce qui est des résultats obtenus à l'aide des méthodes empiriques, on voit nettement une variabilité plus ou moins importante du débit entre les formules (Mallet-Gauthier, Turazza et Sokolovsky), ce qui est la conséquence du fondement empirique de ces méthodes avec des conditions d'application et des hypothèses différentes.

Dans ce cas, pour l'estimation des débits de crue nous avons pris en considération une moyenne des trois méthodes les plus proches, ceci pour avoir une bonne marge de sécurité.

CHAPITRE V :
ÉTUDE DES VARIANTES
D'AMENAGEMENTS

Chapitre V : Étude des variantes d'aménagements

V.1 Introduction :

La ville connaît des situations d'inondations pratiquement chaque année, qui provoquent des dégâts matériels très importants, que ce soient dans les bassins versants urbains ou ruraux. Ces inondations résultent généralement d'un débordement des cours d'eau ou d'une infiltration lente voire absente dans des espaces soumis à des averses de forte intensité.

En effet, la problématique des inondations dans la wilaya est accentuée par :

- ✓ **Un relief accidenté** : Nous avons insisté dans les paragraphes précédents sur le relief accidenté des bassins qui caractérisent la wilaya.
- ✓ **un réseau hydrographique très dense** : la présence de plusieurs oueds accentue les crues en particulier sur les vallées.
- ✓ **Une instabilité des terrains** : la lithologie que composent les sols favorise les glissements de terrains et les charriages en période de crue.

V.2 Etude de l'inondabilité de l'oued Echouk

V.2.1 Recensements des points noirs d'inondations :

La commune d'Ain Trick, par son relief accidenté, présente une vulnérabilité assez importante aux crues et inondations, en particulier en aval. Lors de nos diverses sorties, nous avons recensé les points suivants :

1- Exutoire de l'oued Echouk :

C'est un point systématiquement inondé, provoqué par un mauvais drainage des eaux pluviales, ceci est dû à l'absence de caniveaux routiers pour évacuer les eaux hors de la chaussée. De plus les sédiments et charriages provoquent une obstruction de l'ouvrage de franchissement situé à 50 m en aval. En effet, nous avons assisté plusieurs fois à ce problème, un curage de cet ouvrage doit être fait régulièrement. Cependant, on doit noter, que cette stagnation provoque des inondations importantes et une perturbation de la circulation comme le montre les photos ci-dessous :



Figure V.01 : Inondations à l'exutoire de l'oued Echouk



(Source : DRE W. Sétif)

Figure V.02 : Inondation du dalot de l'oued

2- Zones urbanisés du Centre Ain trick vulnérable aux crues :



(Source : DRE W. Sétif)

Figure V.03 : L'inondation à l'intérieur de la ville

V.3 Dimensionnement hydraulique du canal de l'oued Echouk

V.3.1 Rappels Hydrauliques [10]

1. Les écoulements à surface libre :

Les écoulements à surface libre sont des écoulements caractérisés par l'existence d'une surface libre en contact direct avec l'air ambiant, donc la surface de l'écoulement à une pression égale à la pression atmosphérique.

La force prédominante dans l'écoulement à surface libre est la force de gravité l'écoulement est du principalement à la pente du canal à dimensionner. Contrairement aux écoulements en charge, la section d'écoulement devient une caractéristique de l'écoulement et non plus seulement de la géométrie du contenant.

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre. Ce type d'écoulement est caractérisé par deux nombres adimensionnels (R_e , Fr) et particulièrement le nombre de Froude (adimensionnel).

Le nombre de « Reynolds » exprime l'action des forces de viscosité, il est fonction du paramètre adimensionnel qui traduit l'influence de la pesanteur et que l'on appelle nombre de « Froude ».

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Avec :

- Re : le nombre de Reynolds (exprime l'action des force de viscosité).
- Fr : le nombre de Froude (traduit l'influence de la pesanteur).
- V : la vitesse moyenne.
- $D = R_h$, R_h : le rayon hydraulique.
- ν : la viscosité cinématique.
- h : Profondeur hydraulique.

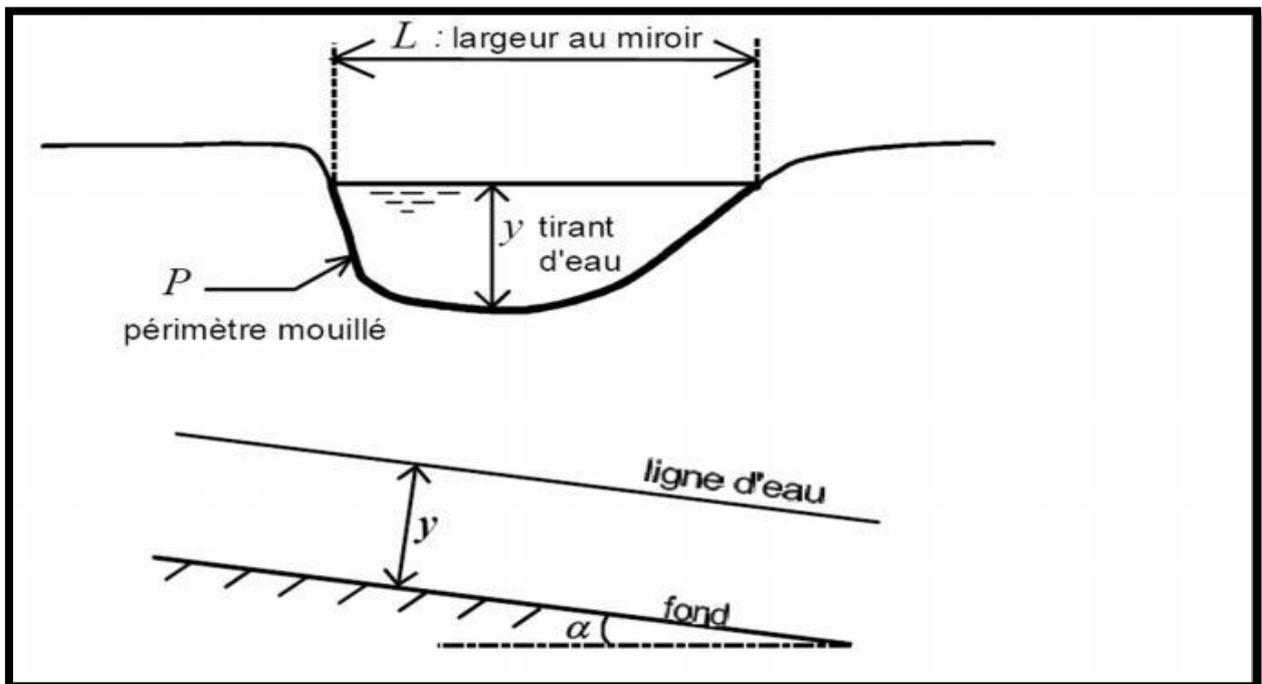


Figure V.04 : écoulement à surface libre.

2. Les régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide dans un canal à surface libre engendre des forces d'inerties, de gravités et de frottements (viscosité et rugosité). Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels qui définissent les différents régimes d'écoulement :

➤ **Le nombre de Reynolds :**

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- ✓ $Re < 500$: Ecoulement laminaire
- ✓ $Re > 2000$: Ecoulement turbulent
- ✓ $500 < Re < 2000$: Ecoulement transitoire

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

➤ **Le nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties. Et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- ✓ $Fr < 1$: Ecoulement fluvial
- ✓ $Fr > 1$: Ecoulement torrentiel
- ✓ $Fr = 1$: Ecoulement critique

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régions d'écoulement :

- ✓ $Fr < 1$ et $Re < 500$: Ecoulement fluvial laminaire
- ✓ $Fr < 1$ et $Re > 2000$: Ecoulement fluvial turbulent
- ✓ $Fr > 1$ et $Re < 500$: Ecoulement torrentiel laminaire
- ✓ $Fr > 1$ et $Re > 2000$: Ecoulement torrentiel turbulent

3. Types d'écoulement à surface libre

✓ **Écoulements uniforme et non uniforme :**

L'écoulement est dit uniforme si les caractéristiques hydrauliques (vitesse et tirant d'eau) de ce dernier ne varient pas en fonction de l'espace dans le cas contraire l'écoulement est dit non uniforme.

✓ **Ecoulements permanent et non permanent :**

L'écoulement est dit permanent si les caractéristiques hydrauliques (vitesse et tirant d'eau) de ce dernier ne varient pas en fonction du temps dans le cas contraire l'écoulement est dit non permanent

4. Type des canaux :

On distingue deux principaux types :

- ✓ **Les canaux naturels** Ce sont les cours d'eau existant naturellement sur ou sous terre tels que les ruisselets, les torrents, les fleuves...etc.
- ✓ **Les canaux artificiels** : ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur ou sous terre

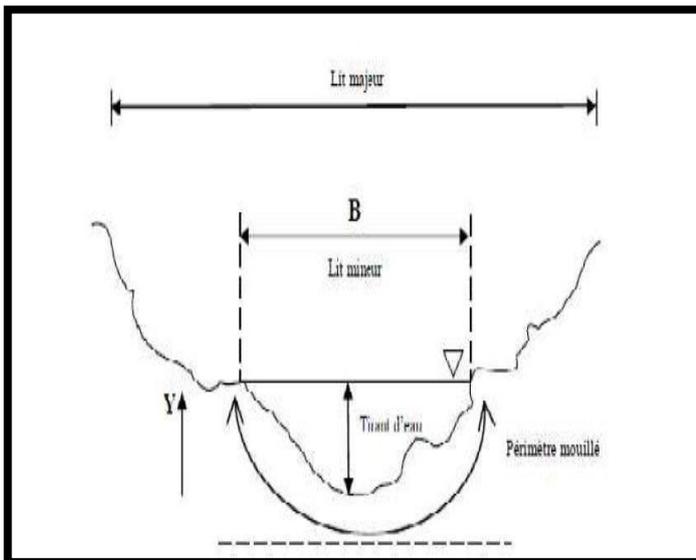


Figure V.06 : canal naturel



Figure V.07 : Vue d'un canal aménagé en béton

5. Paramètres géométriques

Un canal est caractérisé par sa géométrie :

✓ **Le tirant d'eau**

Le tirant d'eau est la hauteur d'eau du fond jusqu'à la surface libre.

✓ **La largeur au miroir**

C'est la largeur de la section mouillée à surface libre

✓ **Section d'écoulement**

L'aire de la section d'écoulement **A** se calcule comme l'aire de la surface comprise à l'intérieur du contour total de la section d'écoulement (périmètre mouillé et largeur au miroir). Cela se calcule facilement pour les sections de forme simple. Pour les sections plus compliquées, comme pour les rivières, on procèdera à une intégration numérique.

✓ **Périmètre mouillé**

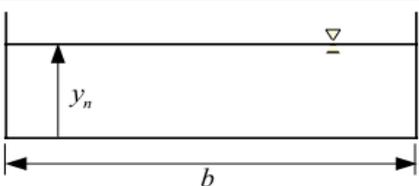
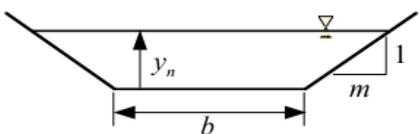
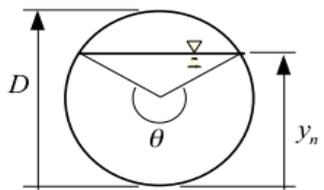
Le périmètre mouillé **P** est défini comme la partie du contour de la section d'écoulement qui est en contact avec l'eau.

✓ **Rayon hydraulique**

Le rayon hydraulique est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé, $R = \frac{S}{P}$.

Si le chenal est rectangulaire, alors $R = \frac{L.y}{L+2y}$. Si le chenal est infiniment large alors $R = y$.

Tableau V.01 : Quelques sections simples

Géométrie	Périmètre mouillé	Aire de la section
	$P = 2y_n + b$	$A = by_n$
	$P = 2y_n\sqrt{1+m^2} + b$	$A = by_n + my_n^2$
	$P = D\frac{\theta}{2}$	$A = \frac{D^2}{8}(\theta + \sin \theta),$ $\theta = 2 \arccos\left(1 - \frac{2y_n}{D}\right)$
	$P = y_n(1 + \sqrt{1+m^2})$	$A = \frac{m}{2}y_n^2$

Ou m : fruit du talus, $m = \text{arctg}(\alpha)$

V.4 Simulation et Présentation du logiciel HEC-RAS :

➤ **Présentation du logiciel**

c'est un logiciel de simulation des écoulements (permanant et non permanant) a surface libre dans les cours d'eau naturels, la modélisation du transport solide ainsi que l'analyse de la qualité de l'eau. il tient compte des aménagements transeversaux (ponts, dalots,ect) et propose des aménagements das les cours d'eau.

Le logiciel HEC-RAS permet de modifier énormément d'options pour pouvoir obtenir un modèle correct. On peut notamment modifier le coefficient de Strickler de chaque section, créer des ouvrages hydrauliques (seuils...), choisir diverses conditions limites avales ou conditions initiales, simuler à partir d'un hydrogramme de crue, ajouter des déversoirs, simuler des écoulements permanents ou non-permanents etc.

➤ **Etapes de développement d'un model hydraulique dans Hec-Ras :**

- Creation d'un nouveau projet ;
- Introduction des donnees topographiques de chaque profil en travers
- Introdcution des donnees hydrologiques et hydrauliquesde l'oued ;
- Simulation et calculs hydrauliques ;
- Visalisation des résultats.

V.5 Données topographiques : Etablissement des profils en travers des oueds

Le calcul des hautes eaux des oueds par simulation se base par l'établissement des profils en travers des oueds qui vont permettre de limiter les différentes sections d'amont en aval. Ces profils topographiques sont représentés par des coordonnées X-Y, où X est la distance par rapport à un point de référence, et Y est l'élévation correspondante.

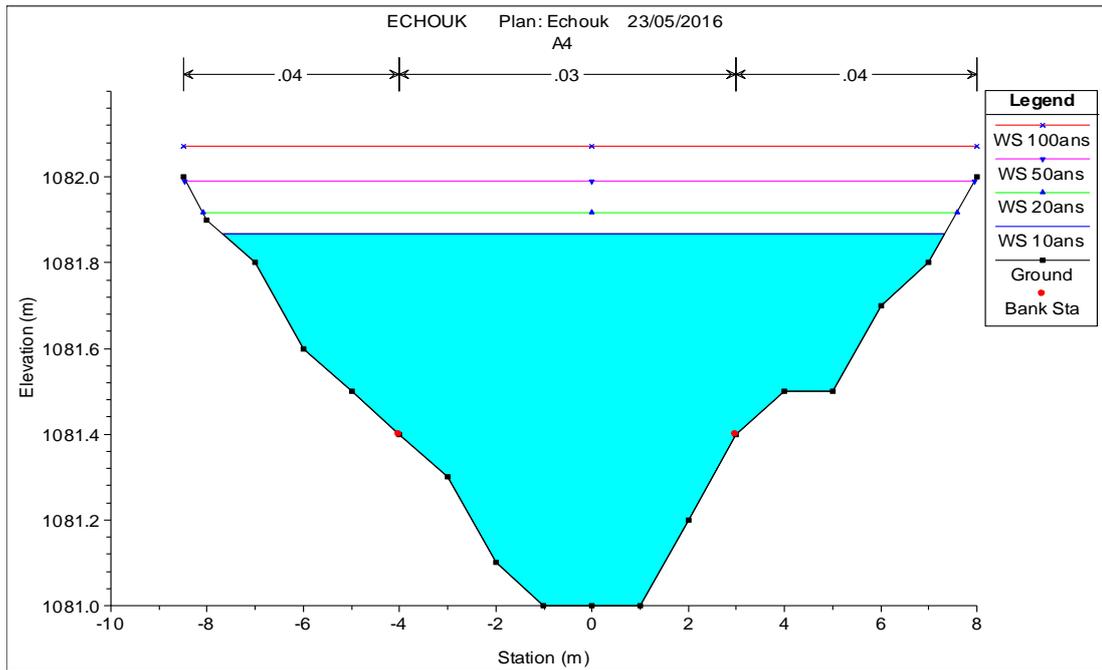
La distance entre deux sections est généralement de 100 à 300 m, cette donnée est essentielle au logiciel, elle permet la convergence du modèle. La largeur des profils est en fonction de la largeur des rives, de l'importance du débit de la rivière, et du relief. En zones de montagnes, les profils en travers présentent des largeurs moins importantes qu'en zones de plaines. L'introduction de la pente, du lit de l'oued (m/m) et de la rugosité (valeur de Manning) permettent de faire des simulations concernant la hauteur d'élévation du plan d'eau, vitesse, ligne d'énergie

V.6 Résultats de simulation de l'oued non aménagé:

Les résultats de la simulation à l'état naturel de l'oued nous indiquent la hauteur d'eau dans chaque section transversale dans le but de déterminer les endroits de débordement dans le cas de crue fréquentiel avec le logiciel HEC-RAS :

V.6.1 Graphique :

A. Section en travers :



AMONT

Exutoire

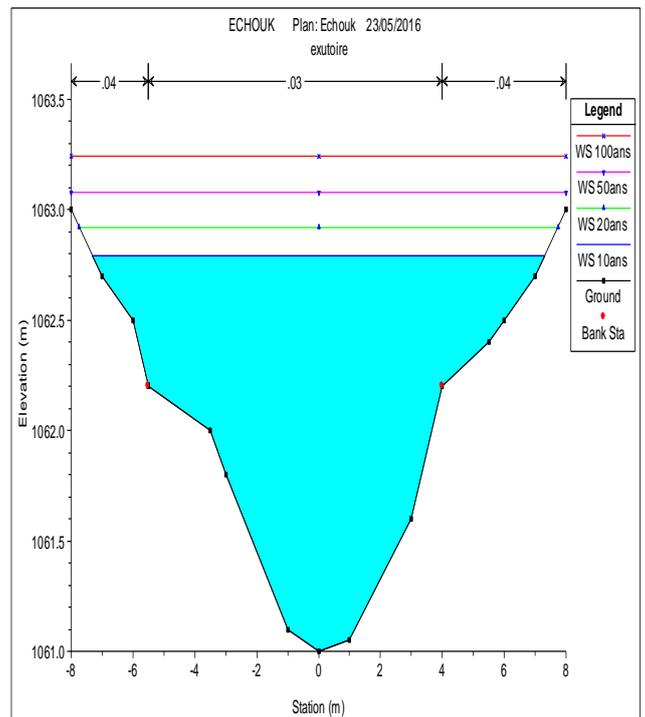
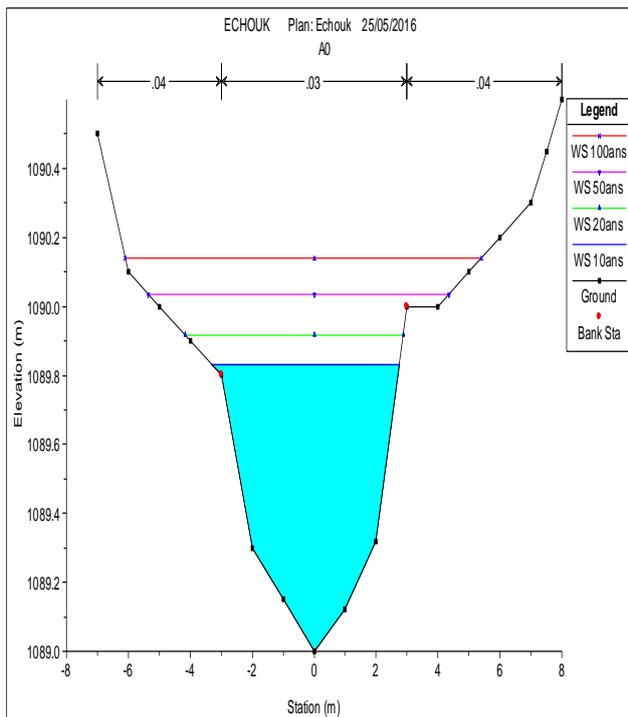


Figure V.08 : Profil en travers de quelques tronçons au passage des crues.

B. Affichage de profil en long :

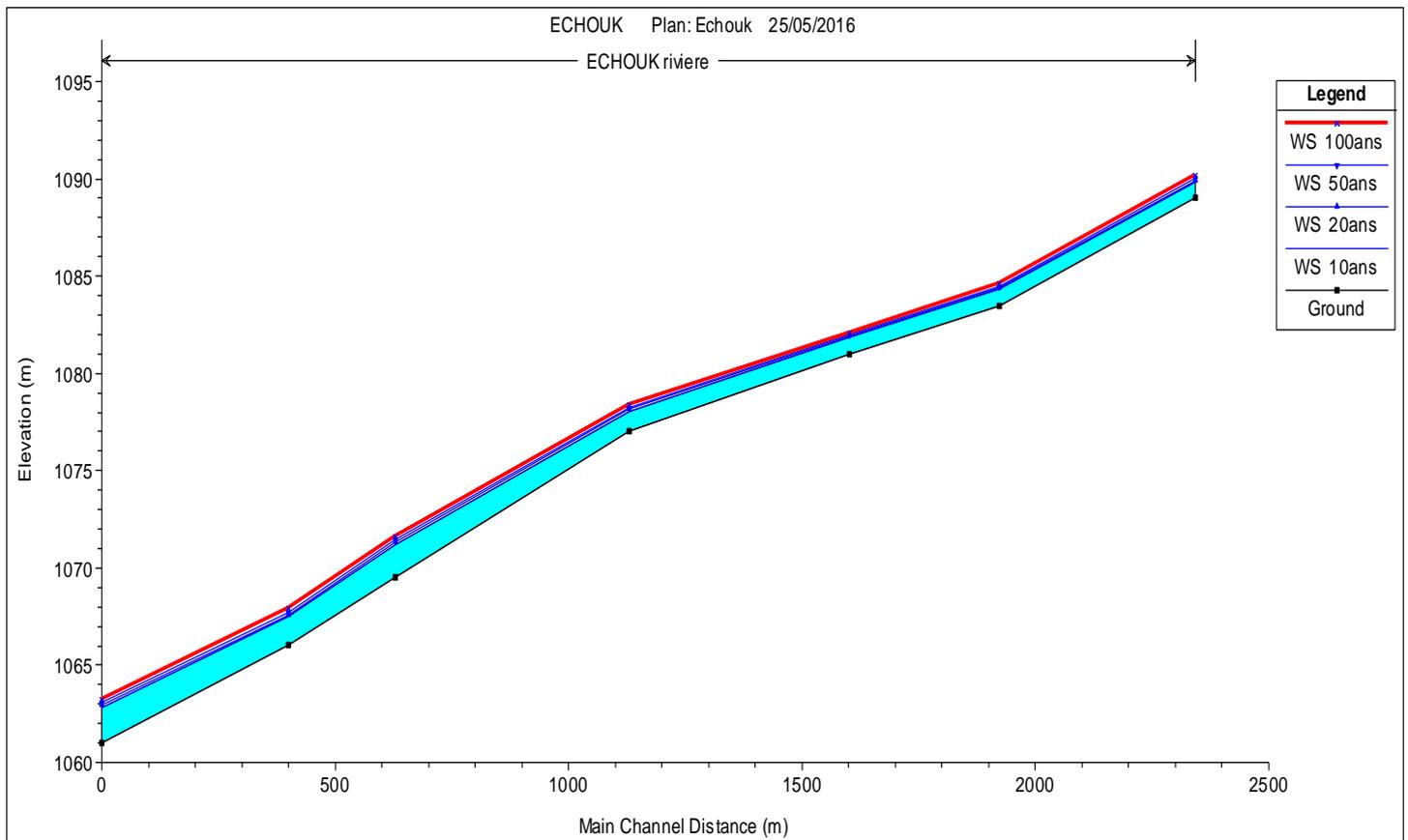


Figure V.09 : Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long).

V.6.2 Les résultats de la simulation HEC-RAS résumé dans le tableau :

Tableau V.02 : Résultat de la simulation d'oued Echouknon aménagé

profile	T (année)	Q Total (m3/s)	cote du fond (m)	Elev eaux (m)	Cote critiqu (m)	cote Energie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	S mouillée (m2)	L mouille (m)	N Froude
7	10ans	7.6	1089	1089.83	1089.83	1090.12	0.01164	2.36	3.23	6.08	1
7	20ans	9.1	1089	1089.92	1089.92	1090.22	0.010735	2.45	3.78	7.03	0.98
7	50ans	11.2	1089	1090.04	1090.04	1090.35	0.00915	2.5	4.74	9.7	0.93
7	100ans	13.3	1089	1090.14	1090.14	1090.45	0.007832	2.53	5.87	11.51	0.88
6	10ans	7.6	1083.5	1084.32	1084.32	1084.58	0.009388	2.31	3.67	8.26	0.94
6	20ans	9.1	1083.5	1084.4	1084.4	1084.68	0.008684	2.41	4.36	9.24	0.92
6	50ans	11.2	1083.5	1084.5	1084.5	1084.79	0.007938	2.51	5.34	10.49	0.9
6	100ans	13.3	1083.5	1084.6	1084.6	1084.9	0.007088	2.57	6.44	11.72	0.87
5	10ans	12.7	1081	1081.87	1081.82	1082.08	0.006526	2.16	7.19	15.02	0.81
5	20ans	15.2	1081	1081.92	1081.9	1082.17	0.007189	2.37	7.95	15.68	0.86
5	50ans	18.6	1081	1081.99	1081.99	1082.28	0.007477	2.57	9.14	16.42	0.89
5	100ans	22.2	1081	1082.07	1082.07	1082.38	0.007345	2.7	10.45	16.5	0.89
4	10ans	17.8	1077	1078.05	1078.05	1078.38	0.00903	2.58	7.3	12.81	0.95
4	20ans	21.2	1077	1078.15	1078.15	1078.5	0.008247	2.67	8.61	13.84	0.92
4	50ans	26.1	1077	1078.26	1078.26	1078.65	0.007835	2.83	10.26	14.68	0.92
4	100ans	31.1	1077	1078.37	1078.37	1078.79	0.007421	2.96	11.93	15.49	0.91
3	10ans	17.8	1069.5	1071.19	1071.19	1071.61	0.008966	2.91	6.7	9.02	0.94
3	20ans	21.2	1069.5	1071.31	1071.31	1071.75	0.008412	3.04	7.79	9.64	0.93
3	50ans	26.1	1069.5	1071.46	1071.46	1071.95	0.00791	3.22	9.28	10.32	0.92
3	100ans	31.1	1069.5	1071.59	1071.59	1072.13	0.007803	3.41	10.65	11.15	0.93
2	10ans	25.4	1066.05	1067.48	1067.48	1067.88	0.008257	2.85	9.85	14.3	0.94
2	20ans	30.3	1066.05	1067.6	1067.6	1068.02	0.007482	2.94	11.68	15.52	0.91

2	50ans	37.2	1066.05	1067.73	1067.73	1068.19	0.007291	3.13	13.73	16.16	0.92
2	100ans	45	1066.05	1067.88	1067.88	1068.37	0.006753	3.26	16.21	16.5	0.9
1	10ans	25.4	1061	1062.79	1062.45	1063	0.003003	2.06	13.42	14.63	0.59
1	20ans	30.3	1061	1062.92	1062.58	1063.16	0.003001	2.2	15.33	15.47	0.6
1	50ans	37.2	1061	1063.08	1062.74	1063.35	0.003	2.36	17.86	16	0.61
1	100ans	45	1061	1063.24	1062.89	1063.54	0.003004	2.53	20.45	16	0.62

➤ **Interprétation :**

Pour les profils en travers étudiés, la hauteur d'eau atteint en moyenne 2m avec des vitesses de l'ordre de 2.5 m/s, et des débordements qui ont été remarqués pour des débits de crues décennales, centennale pour les deux rives du cours d'eau. Cette montée brusque du niveau d'eau est due à un rétrécissement de la section de l'oued et donc une capacité insuffisante pour évacuer ces débits.

Tableau. V.3 Niveaux d'eau des crues pour différentes périodes de retour.

Profil en travers	Tronçon N	N ₁₀ (m)	N ₂₀ (m)	N ₅₀ (m)	N ₁₀₀ (m)	Observations
Amont	07	1090.72	1090.77	1090.84	1090.90	Inondé pour Q10
Exutoire	01	1062.79	1062.92	1063.08	1063.24	Inondé pour Q10

D'après le tableau V.3, on remarque que l'oued déborde sur les rives, et cela même pour des débits de période de retour de 10 ans, ce qui stipule que notre oued est fortement inondable.

V.7 Variantes d'aménagement de l'oued Echouk

V.7.1 But d'aménagement

L'aménagement de l'oued Echouka pour but, la protection de la ville de Ain Trick contre les crues de ce dernier, alors que d'une façon générale les aménagements hydrauliques des oueds ont pour but d'atteindre un ou plusieurs des objectifs suivants:

- 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.7.2 Variantes d'aménagement:

Du point de vue du choix de matériaux, outre l'aspect économique, le canal peut être dimensionné :

- 1- soit en gabions pour permettre une meilleure stabilisation du canal ;
- 2- soit en terre bien creusée ;
- 3- soit en béton, pour une meilleure débitance, et donc une meilleure protection contre les crues, Cette variante est onéreuse vu le linéaire total.

L'aménagement du canal sera fait après curage de l'oued, et nettoyage de ses déchets, le canal prévu sera de forme trapézoïdale ou rectangulaire.

La partie hydraulique, consiste donc en premier lieu à vérifier les capacités des ouvrages (dalots, et sections des oueds) à évacuer les débits de projet à différentes périodes de retour.

Il s'agit donc d'appliquer un modèle hydraulique de type Manning-Strickler, qui fait introduire des paramètres tels que le coefficient de Strickler K, la pente en m/m, le rayon hydraulique, ainsi que les dimensions de l'ouvrage.

Le dimensionnement du canal de réaménagement de l'oued présente certaines problématiques, d'ordre environnemental, foncier, ou peut être économique.

Tableau V.04 : Présentation des avantages et inconvénients pour les variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
Terre	<ul style="list-style-type: none"> • Pas cher • Pas d'impacte sur l'aspect esthétique • Matériel local 	<ul style="list-style-type: none"> • Représente une mauvaise stabilité par rapport au béton • Fortement exposé au phénomène d'érosion
Variante	Avantages	Inconvénients
Canal en béton de forme	<ul style="list-style-type: none"> • le rendement hydraulique est efficace. • les résultats de calcul sont réalistes. • la durée de vie est importante. • les matériaux de constructions sont disponibles. • entretient très facile. • la durée de réalisation très courte par 	<ul style="list-style-type: none"> • risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage). • Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles. • Risque d'affouillement entre les parois

trapézoïdale	<p>rapport à un revêtement en gabion.</p> <ul style="list-style-type: none"> • très répandu dans la protection contre les inondations. • gagner de l'espace. • Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée. 	<p>verticaux et le terrain naturel.</p> <ul style="list-style-type: none"> • rugosité élevée
Variante	Avantages	Inconvénients
Gabionnage	<ul style="list-style-type: none"> • utilisation de la matière locale (cout faible). • la mise en œuvre est facile. • bonne protection contre l'érosion. • assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles. • résiste à des crues importantes. • transport et stockage aisé, cout moins élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • faible stabilité surtout aux périodes des crues. • l'insuffisance des cailloux de diamètres demandés. • modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place. • l'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. • l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondre.

V.8 Calculs hydrauliques :

Pour trouver les dimensions du canal, en fonction du débit de projet, on se base sur l'équation universelle de Manning-Strickler, qui est de la forme suivante :

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} R^{2/3} S$$

Où :

Q : est le débit de projet pour une période de retour donnée ;

n : est le coefficient de rugosité égal à 1/K (K = coefficient de Strickler)

I : est la pente hydraulique assimilée à la pente du lit du canal

R : est le rayon hydraulique, qui est égal au rapport de la section mouillée au périmètr mouillé;

S : Section du canal.

Pour ce qui est des valeurs de Manning, on s'est référée sur les valeurs présentées par Degoutte (2012)

Tableaux V.05 : Valeurs du coefficient de Manning pour différents matériau

Nature de la paroi	Valeur de k en $m^{1/3}/s$
Béton lisse	75-90
Canal et terre, non enherbé	60
Canal et terre, enherbé	50
Rivière de plaine sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10_15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10_15
Lit majeur urbanisé	10_15
Lit majeur en forêt	<10

Pour l'aménagement de l'oued nous préconisons de dimensionner l'oued pour deux périodes de retour 50 ans et 100 ans.

V.9 Calculs hydrauliques avec le logiciel Canal 21 :

L'exécution des calculs hydrauliques a été effectuée sous le logiciel Canal 21, la fenêtre principale pour les calculs hydrauliques est présentée comme suit :

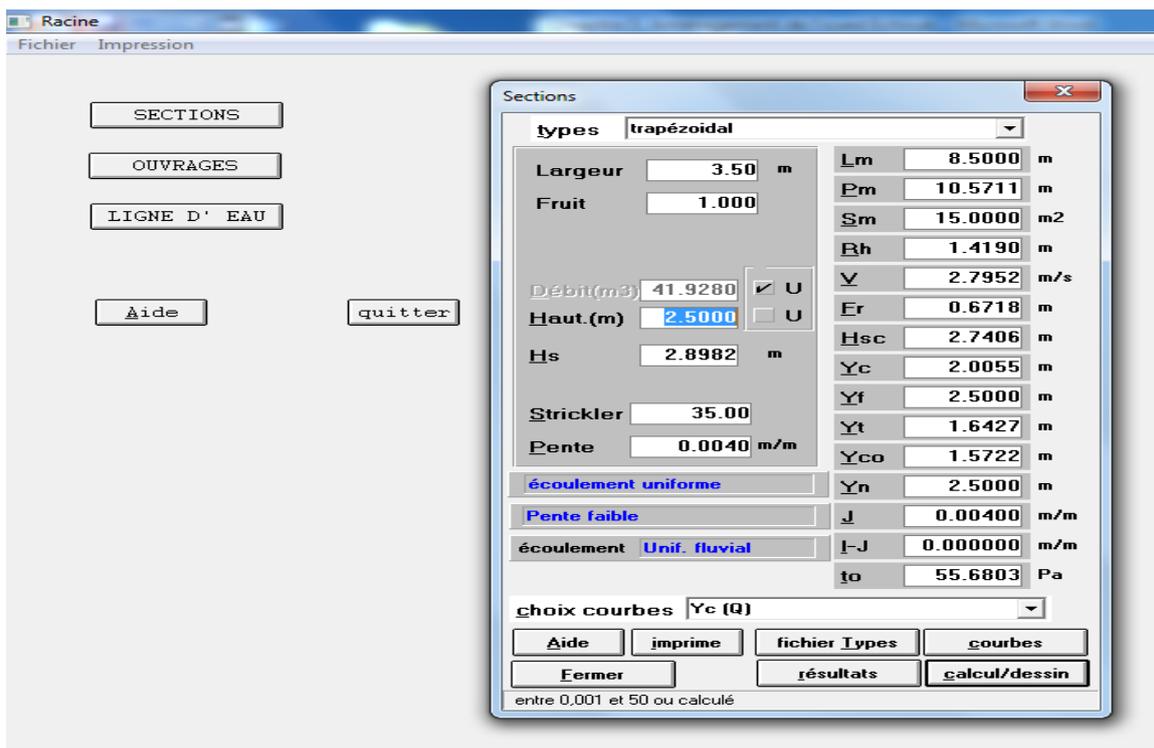


Figure V.10: fenêtre principale du logiciel CANAL 21

V.9.1 Introduction des débits dans le logiciel :

Nous avons introduit dans le logiciel les débits pour quatre périodes de retour :

Tableau V.06 : Rappel des débits pour différentes période de retour

P. Retour (ans)	Q10	Q20	Q50	Q100
Q__max (m3/s)	25.4	30.3	37.2	45.0

Tableau V.07 : Résultats de calculs hydrauliques

Sections	PK	Superficie (km ²)	Q50ans (m3/s)	Q100ans (m3/s)
S1	0+000-2+600	7.40	17.5	21.0
S2	0+000-1+000	6.60	37.2	45

A- Aménagement en terre de section trapézoïdale :

Pour cette variante, on opte pour un canal trapézoïdal en terre régulier bien creusée, avec des gabions dans certains endroits pour stabiliser le talus, le coefficient de Manning adopté est $n = 0,032$.

Dans ce cas, on définit les paramètres de la section :

H : hauteur de la section (m)

l : Largeur de la base (m)

L : largeur maximale (m) elle intervient dans la définition des contraintes foncières,

P : pente du canal aménagé qui est assimilé à celle de l'oued (m/m),

m : fruit des berges égal à 1.

V : vitesse de l'eau à l'intérieur du canal (m/s)

➤ **Choix de la largeur de l'oued**

Le lit mineur de l'oued Echouk est relativement très large, sauf dans certains endroits où le lit présente des restrictions. Cependant, le choix de la largeur (base ou maximale) doit prendre en considération les ouvrages tels que les ponts et les dalots, car la largeur de ces ouvrages représentent une contrainte d'aménagement.

➤ **Choix de la pente du canal :**

La pente du canal intervient dans le dimensionnement hydraulique, elle doit être choisie de sorte que la vitesse d'écoulement ne soit ni élevée (vitesse d'érosion) ni faible (risque de dépôts solides). La pente hydraulique est assimilée à celle du canal aménagé.

Les résultats de calculs pour la zone sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.08 : Sections de l'oued aménagé en terre pour Q50 ans (m=1)

Section	PK	S(km ²)	Q50 (m ³ /s)	L-base (m)	H (m)	L max (m)	P m/m	Q _{rég} (m ³ /s)	V (m/s)
S1	1+200-2+600	7.40	16.5	2.5	1.8	6.1	0,004	17.35	2,2
S2	0+000-1+200	6.60	37.2	3.0	2,6	8.2	0,004	40.4	2.7

Tableau.09 : Sections de l'oued aménagé en terre pour Q100 ans (m=1)

Section	PK	S(km ²)	Q100 (m ³ /s)	L-base (m)	H (m)	L max (m)	P m/m	Q _{rég} (m ³ /s)	V (m/s)
S1	1+200-2+600	7.40	21.0	3.0	2.0	7.0	0,004	24.0	2,4
S2	0+000-1+200	6.60	45.0	4.0	2,5	9.0	0,004	46.5	2.7

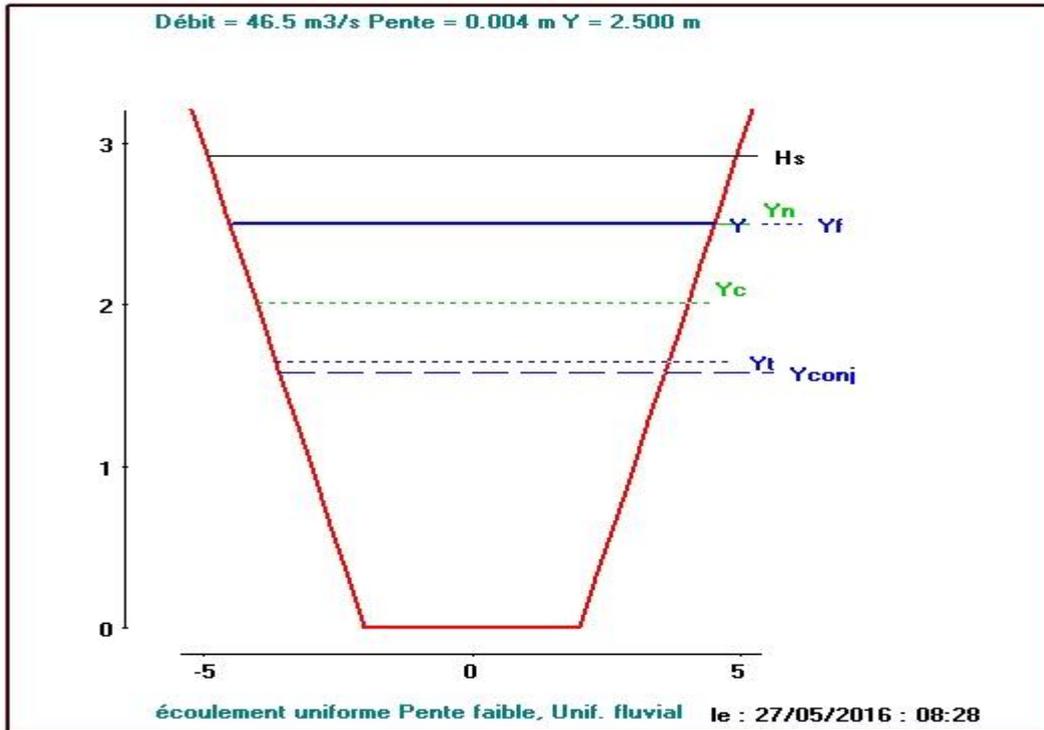


Figure V.11: Paramètres du canal d'aménagement projeté.

B- Aménagement en béton de section trapézoïdale :

Tableau.10 : Sections de l'oued aménagé pour Q50 ans (m=1)

Section	PK	S(km ²)	Q50 (m ³ /s)	L-base (m)	H (m)	L max (m)	P (%)	Qrég (m ³ /s)	V (m/s)
S1	1+200-2+600	7.40	16.5	2.2	1.5	5.2	0.25	17.8	3.2
S2	0+000-1+200	6.60	37.2	3.0	2.0	7.0	0.25	39.0	3.9

Tableau.11 : Sections de l'oued aménagé pour Q100 ans (m=1)

Section	PK	S(km ²)	Q100 (m ³ /s)	L-base (m)	H (m)	L max (m)	P (%)	Qrég (m ³ /s)	V (m/s)
S1	1+200-2+600	7.40	21.0	2.5	1.6	5.8	0.25	22.3	3.4
S2	0+000-1+200	6.60	45.0	4.0	2.0	8.0	0.25	49.2	4.1

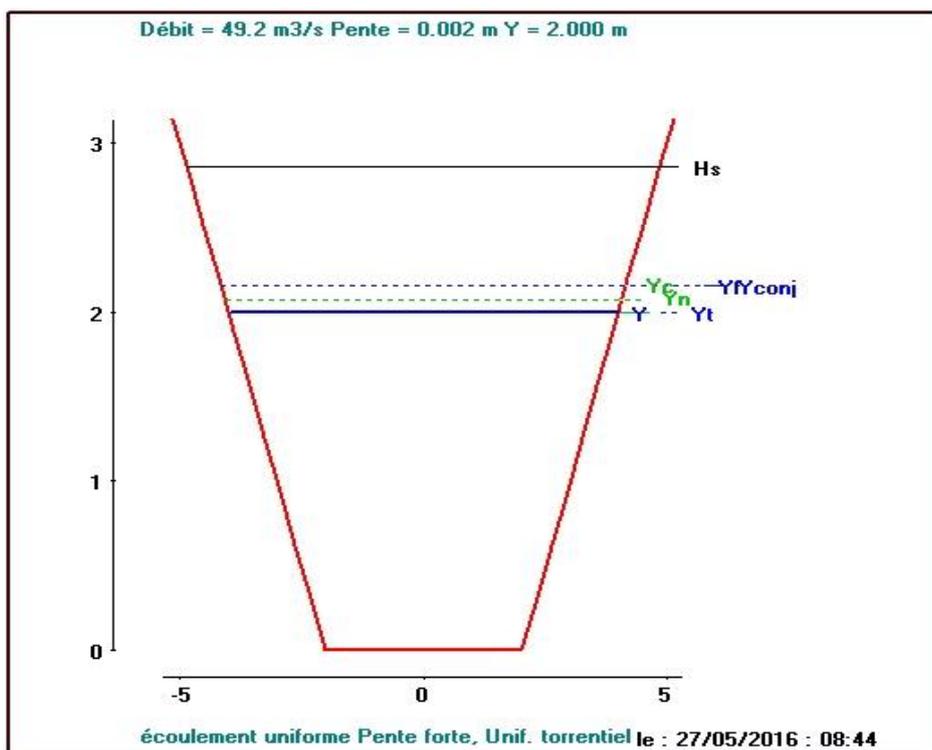


Figure V.12: Paramètres du canal d'aménagement projeté.

C. Section rectangulaire (Dalot) :

Tableau.12: Sections de l'oued aménagé pour Q50 ans (m=1)

Section	PK	S(km ²)	Q50 (m ³ /s)	L-base (m)	H (m)	P (%)	Qrég (m ³ /s)	V (m/s)
S1	1+200-2+600	7.40	16.5	3.0	2.0	0.25	19.1	3.2
S2	0+000-1+200	6.60	37.2	3.5	3.0	0.25	39.0	3.8

Tableau.13 : Sections de l'oued aménagé pour Q100 ans (m=1)

Section	PK	S(km ²)	Q100 (m ³ /s)	L-base (m)	H (m)	P (%)	Qrég (m ³ /s)	V (m/s)
S1	1+200-2+600	7.40	21.0	3.2	2.0	0.25	23.8	3.4
S2	0+000-1+200	6.60	45.0	4.0	3.0	0.25	48.0	4.0

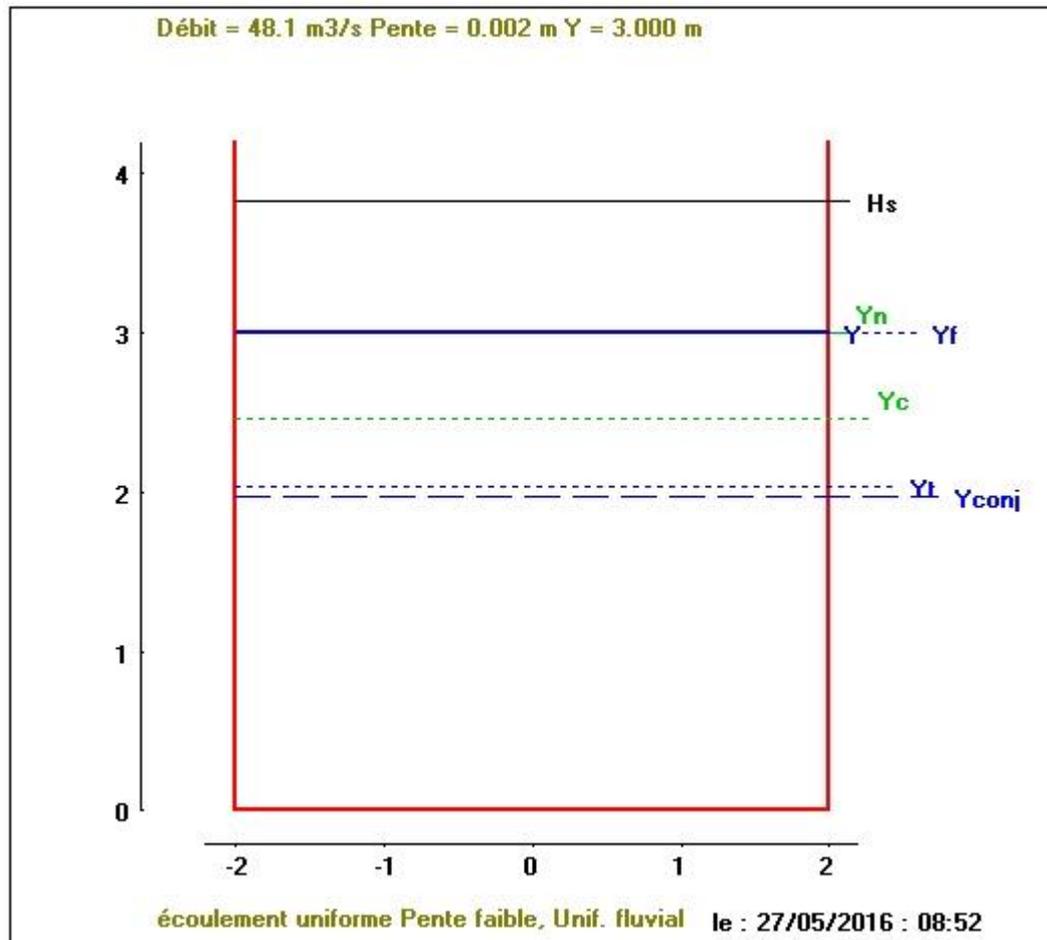


Figure V.13: Paramètres du canal d'aménagement projeté.

V.10 Choix d'aménagement :

La réalisation de l'aménagement a été projeté afin de mettre fin aux débordements des eaux de crues touchant la zone basse d'Ain Trick.

- 1- Le calcul hydraulique est effectuée pour la section la plus courante conservant la pente de terrain naturel pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges.
- 2- Les dimensions des sections de canalisations sont choisies en tenant compte simultanément des facteurs suivants :
 - Contraintes de terrain et nature des talus
 - Géomorphologie de l'oued
 - Géologie et géotechnique du sol
 - Stabilité des berges et nature et ampleur des transports solides
 - Mesures de curage et d'entretien.

D'après les tableaux précédents tirés à partir de la simulation CANAL 21, on remarque que la variante du canal trapézoïdal en béton présente de meilleures conditions hydrauliques. Et topographiques. Cependant, des chutes doivent être installées dans le canal pour briser les vitesses élevées et de régulariser ainsi les pentes. Le choix d'une variante optimale, répond aux exigences technico-économiques, de ce fait un canal en terre et gabions est plus favorable.

On doit noter que l'oued Echouk présente des rives assez larges, en particulier en zone avale, l'aménagement de l'oued doit prendre en considération la géomorphologie des sections et les contraintes hydrauliques en vigueur.

Pour cette variante, la stabilité sera relativement assurée et la durée de vie est importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à une variante en gabions qui est relativement moins coûteuse, mais exige une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution. De ce fait, après cette analyse technico-économique, nous avons opté pour un aménagement en béton de section trapézoïdale.

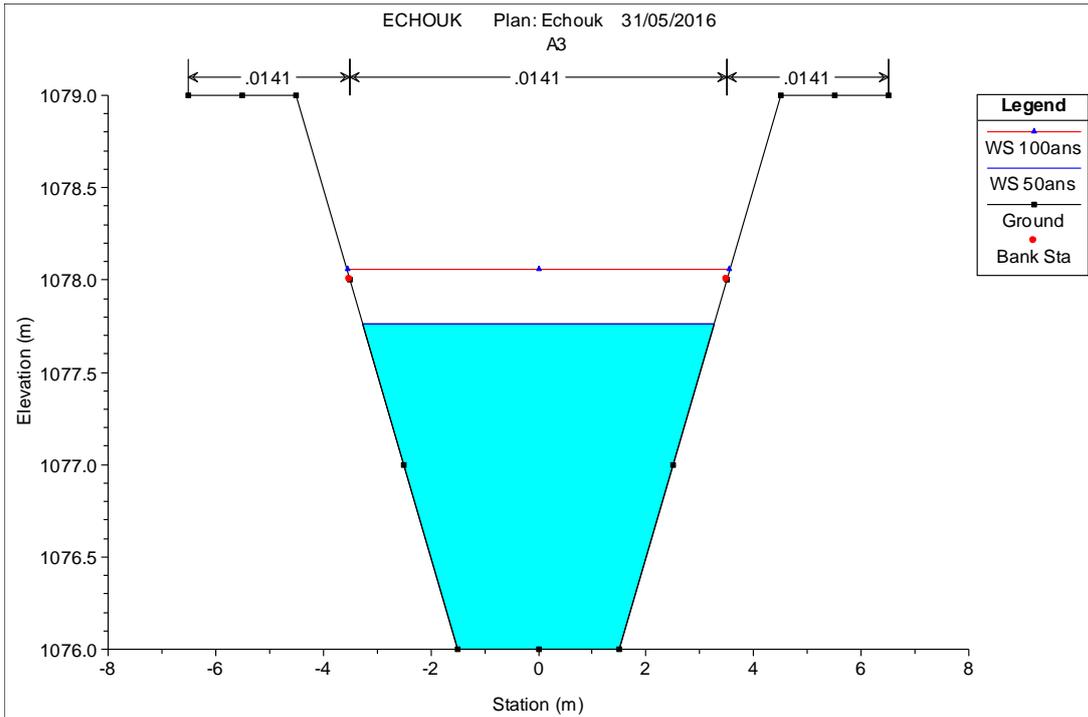
V.11 Simulation de l'écoulement avec HEC Ras de l'oued aménagé :

L'aménagement d'un oued, et après choix du matériau et de la section nécessite la vérification des conditions d'écoulement. De ce fait nous avons envisagé la simulation des débits de l'oued après aménagement pour des périodes de retour 50 et 100 ans avec le logiciel HECRAS.

Les résultats de simulation sont présentés dans les figures V.14 :

Interprétation :

Les calculs effectués et les simulations sous le logiciel Hec-Ras ont montré qu'après cet aménagement, l'oued ne présente plus de débordements et donc protégé contre les crues et les inondations.



Amont

Avale

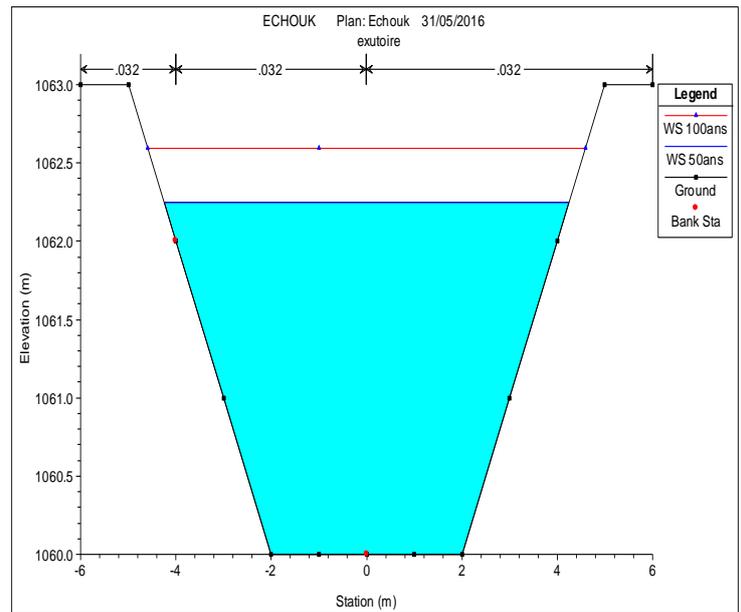
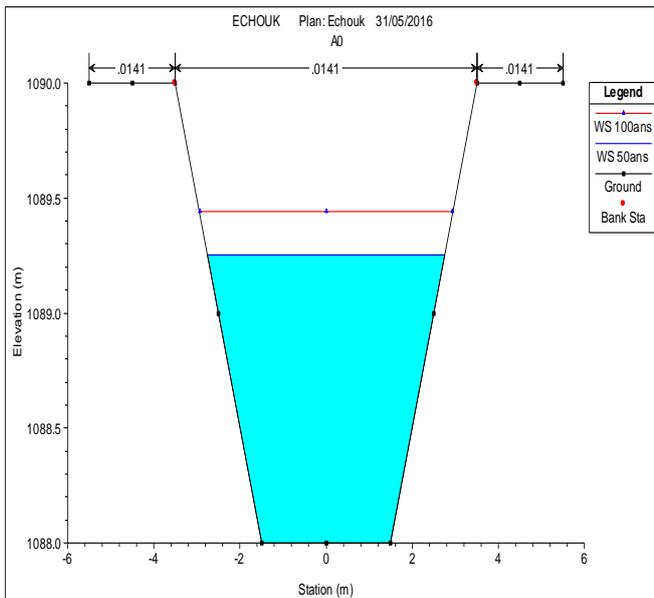


Figure V.14 : Exemples de profil de l'oued aménagé avec section trapezoidale en béton armé.

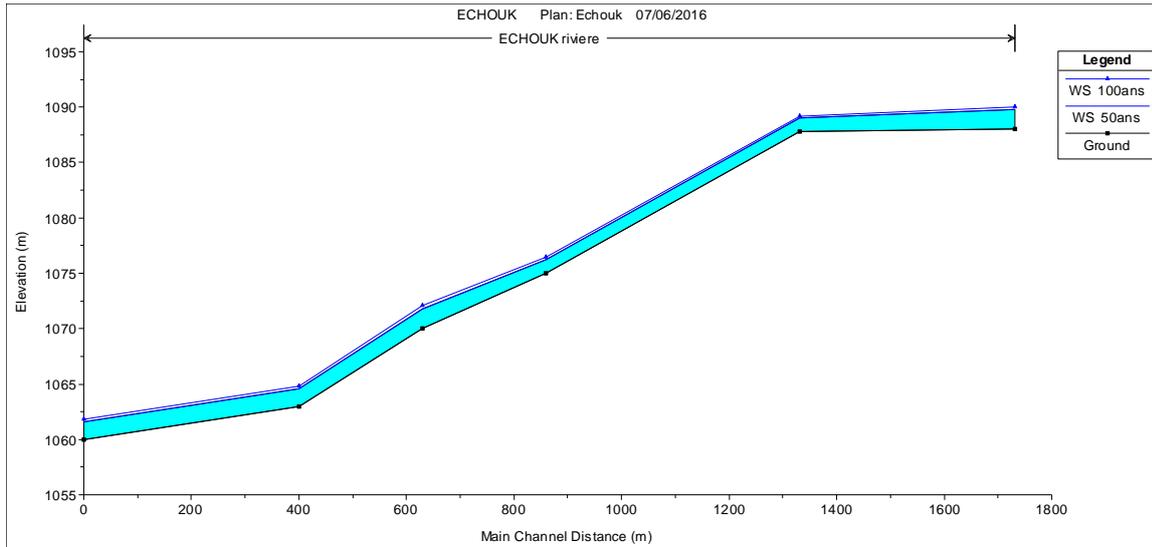


Figure V. 15: Affichage des résultats de simulation sous forme graphique (profil en long).

V.6 .2 Les résultats de la simulation HEC-RAS résumé dans le tableau :

Tableau V.02 : Résultat de la simulation d'oued Echouk non aménagé

profile	T (année)	Q Total (m3/s)	cote du fond (m)	Elev eaux (m)	Cote critiqu (m)	cote Energie (m)	pente (m/m)	V (m/s)	S mouillée (m2)	L mouille (m)	N Froude
7	50	16.5	1088	1089.81		1089.99	0.00065	1.89	8.71	6.62	0.53
7	100	21	1088	1090.03		1090.25	0.000668	2.05	10.37	11	0.54
6	50	16.5	1087.77	1089.02	1089.02	1089.51	0.00251	3.1	5.33	5.5	1.01
6	100	21	1087.77	1089.21	1089.21	1089.76	0.002425	3.27	6.42	5.89	1
5	50	16.5	1075	1076.25	1076.25	1076.74	0.011343	3.1	5.33	5.51	1
5	100	21	1075	1076.45	1076.45	1076.99	0.010979	3.27	6.42	5.89	1
4	50	30	1070	1071.76	1071.76	1072.41	0.010755	3.57	8.39	6.53	1.01
4	100	40	1070	1072.07	1072.07	1072.81	0.010482	3.82	10.47	7.13	1.01
3	50	30	1063	1064.56	1064.56	1065.17	0.002309	3.47	8.64	7.11	1.01
3	100	40	1063	1064.84	1064.84	1065.55	0.002227	3.71	10.77	7.69	1
1	50	30	1060	1061.56	1061.56	1062.17	0.002302	3.47	8.65	7.11	1
1	100	40	1060	1061.84	1061.84	1062.55	0.00223	3.72	10.77	7.68	1

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé l'étude hydraulique en vue d'un aménagement de l'oued Echouk.

Pour cela nous avons en premier lieu établi des profils en travers de l'oued qui ont été analysés par simulation avec un logiciel spécialisé qui est le logiciel HecRas.

Le diagnostic de l'oued est porté sur une longueur totale a savoir $L=2600$ m et a été analysé pour des périodes de retour de 10, 20, 50 et 100 ans.

Les résultats de la simulation ont montré que la capacité du cours d'eau est insuffisante pour permettre le passage des crues même décennales ($Q=16$ m³/s), ce qui s'est traduit par des débordements importants sur les rives de l'oued.

Devant cette situation, un aménagement s'impose pour permettre une protection contre les crues de l'oued et des populations. En effet, nous avons opté pour des aménagements selon plusieurs variantes en choisissant des matériaux et des sections adéquates.

Les calculs effectués et les simulations sous le logiciel Hec-Ras ont montré qu'après ces aménagements, l'oued ne présente plus de débordements et donc protégé contre les crues et les inondations.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA STATION DE
RELEVAGE

Chapitre VI : Etude de la station de relevage

VI.1 Introduction :

Le réseau d'assainissement assure la collecte et le transport des effluents jusqu'à la station d'épuration soit directement par gravité soit au moyen de stations de relevage. En effet quand les eaux usées ne peuvent pas s'écouler de façon gravitaire car le point de départ est plus bas que le point d'arrivée, alors le poste de relevage des eaux devient indispensable. Il permet ainsi le raccordement des habitations, des lotissements aux stations d'épuration. Une station de relevage des eaux usées est constituée d'une cuve de réception des eaux dans laquelle sont immergées des pompes qui sont pilotées par une armoire de commande et de télétransmission.

La région de Ain Trick, par sa topographie relativement accidenté connaît des rejets d'eaux usées à ciel ouvert, qui ont amplement polluée l'oued passant par son centre.

Dans ce cas la projection d'un système de relevage des eaux usées vers une station de traitement la plus proche est primordiale, cela permettra une collecte des rejets d'eaux usées et une dépollution de l'oued.

VI.2 Présentation du système d'assainissement et de relevage projeté :

Le réseau d'assainissement projeté prendra en charge toutes les rejets des eaux usées domestiques du centre de Ain Trick qui seront collectée vers la station de relevage à projeter en contre bas de Ain Trick et leurs refoulement vers la STEP de Ain Sfiha,

VI.3 Présentation de la STEP d'Ain Sfiha :

La station d'épuration des eaux usées située à 5 Km de Sétif dans la mechta d'Ain S'fiha d'une superficie de plus de 14 hectares. Elle a été mis en service en mars 1996, les rejets domestique provient essentiellement de la ville de Sétif ; Le traitement biologique se fait par boue activée en aération prolongée et en faible charge.

La station est alimentée par un réseau semi-séparatif l'effluent est plutôt urbain, les rejets des industries ne passent pas par la station. Elle a une capacité de 330 000 équivalent-habitants et a été conçue pour accueillir 66 000 m³/j par temps sec, dont la qualité moyenne a été estimée, lors de sa conception à 270 mg/l de DBO₅, 780mg/l de DCO, 350mg/l de MES. Le débit horaire maximal dirigé dans la filière (traitement) peut atteindre 4 400m³/h. Les concentrations rejetées doivent être inférieures à 30 mg/l de DBO₅, 90 mg/l de DBO et 30 mg/l de MES.



Figure VI.1 : Station d'épuration d'Ain Sfiha Sétif.

VI.4 Dimensionnement de la station de relevage :

La station de relevage sera projetée pour prendre en charge tous les rejets de la commune d'Ain Trick.

VI.4.1 Estimation des eaux usées :

A. Population

Pour estimer la population de la zone d'étude pour un horizon de 25 ans (2040), il a été procédé comme suit :

La population future est estimée en appliquant la méthode d'accroissement géométrique :

$$P = P_0 (1 + t)^n$$

Avec : P : population future pour l'horizon 2040

P₀ : Population actuelle (Année 2015)

T : taux d'accroissement (2%)

n : nombre d'années envisagées pour l'étude (25 ans)

Tableau VI.1. La taille de l'agglomération

Désignation	Population	Taux accrois. (%)	Population
Année	2015		2040
AS/AinTrick	15292	2	25100

B. Les équipements :**Tableau VI.2 .**Les équipement constituant notre zone d'étude

Type d'équipement	Nombre de consommateurs/ établissement	Nombre totale des effectifs
02 mosquées	70	140
01 Gendarmerie	500	500
03 écoles	500	1500
04 CEM	500	2000
02 Lycées	1000	2000
01centre de santé	100	100
02 polyclinique	60	120
01 Maternité	200	200
01 Sureté communal	50	50
01 Garde communale	50	50

C. Débit moyen des eaux usées [11]

Chapitre VI Etude de la station de relevage

La quantité des eaux rejetées est estimée à 80% (Coefficient de rejet =0.8) des eaux destinée à l'alimentation en eau potable.

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$Q_m = \frac{\text{Dotation P. 80\%}}{86400} \quad [\text{l/s}]$$

1- Débit des équipements $Q_{eq} = K1 \times Q_m$

2- Débit moyen total $Q_{mt} = Q_m + Q_{eq}$

3- Débit saisonnier $Q_s = K2 \times Q_{mt}$

(Le débit saisonnier, correspondant à la journée la plus chargée de l'année).

Avec $K2 = 1.3$

4- Débit de pointe

$Q_p = K_p \times Q_{mt}$; avec

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad [\text{Coefficient de pointe}]$$

$$K_p = 1.77$$

D. Choix de la dotation

Tableau VI.3 .Dotation en fonction de la taille de l'agglomération

Population	Dotation (l/j/h)
Pop > 50.000 Hab.	200
20.000 < Pop < 50.000 Hab.	180
10.000 < Pop < 20.000 Hab.	100
Pop < 10.000 Hab.	85

La dotation pour le centre de Ain Trick a été prise e gale a **180 l / j / habitant**

E. Dotation des équipements en eau :

Chapitre VI Etude de la station de relevage

conformément aux directives du PNE 2008, le niveau de consommation des administrations et des secteurs tertiaires est directement lié à l'importance de la population des centres urbains et agglomérations. En conséquence, selon l'étude, la consommation est proportionnelle à la consommation domestique.

Tableau VI.4. Majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie.

Type d'agglomération	Administration (%)	Commerce (%)	Industrie (%)	Total (%)
Agglomération urbaine	15	5	5	30

Les besoins en eau des équipements à l'horizon futur seront évalués à 30% des besoins domestiques de la population.

Le calcul des débits d'eaux usées a été fait dans le chapitre V : le tableau suivant récapitule les résultats.

Tableau VI.5. Evaluation du débit moyen Futur du Centre d'Ain Trick : Horizon 2040

Habitants	Débits de points de temps sec	Q moy (l/s)	Q moy (m3/j)
25100	Débits d'eau usée domestiques	52.27	4515
Equipements (30%)	Débits d'eau usée d'autres rejets	15.7	1354.0
Débit total	Débit total	92.5	7992

Le débit en temps sec est de : $Q_{Ts} = 92.5$ l/s, soit un débit de 7992 m3/j

VI.4.2 Calcul du Débit de dilution Qd

Le débit de dilution que la station de relevage doit refouler est calculé en prenant en considération le débit des petites pluies. Dans notre cas, nous prenons une dilution des eaux usées égale à 2 fois le débit en temps sec c'est-à-dire :

- Qd= 2 x Qts
- Qd =185 l/s

On prend un débit de dilution $Q_d=0.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.5 Dimensionnement du collecteur gravitaire

Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de Manning- Strickler :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S = V \times S$$

K : Coefficient de rugosité, dans notre cas, $K=70$ (Conduite en béton).

S : Section du collecteur (m)

Rh : Rayon Hydraulique: Donnée par le quotient de la surface mouillée (S) et du périmètre

mouillé (P) :

$$R_h = \frac{S_M}{P_M}$$

- Rh : est égal à D/4 dans le cas d'une section circulaire.
- I : Pente du Collecteur (m/m)
- SM : Surface mouillée : c'est la portion de la section occupée par le liquide.
- PM : Périmètre mouillé.

VI.6 Calcul des vitesses et des hauteurs de remplissage :

La vitesse d'écoulement est déterminée par le produit suivant :

$$V_e = r_v \times V_{ps}$$

Où :

V_e : la vitesse d'écoulement (m/s).

V_{ps} : la vitesse a pleine section (m/s).

r_v : rapport de vitesse.

Connaissant le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q_{Tot}}{Q_{ps}}$$

Où :

Q_{Tot} : Débit d'écoulement (m³/s).

Q_{ps} : Débit a pleine section (m³/s).

➤ **La hauteur de remplissage :**

$$H_{rempl} = r_h \times D$$

Où :

H_{rempl} : hauteur de remplissage (m).

r_h : rapport hauteur/ diamètre.

D : diamètre de la conduite (m).

➤ **Conditions sur l'écoulement :**

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions telles que :

L'Évacuation des matières en suspension et la Vérification de l'aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes :

- Le taux de remplissage n'excèdent pas une certaine valeur bien déterminée ;
- La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto- curage.

VI.7 Dimensionnement et vérification des conduites d'auto- curage :

➤ **Vitesse d'auto- curage :**

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt.

Pour un débit égal à 1/10 de débit à pleine section et une vitesse supérieure ou égale à 0.6m/s.

$$r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = 0.55$$

Et donc : $V_{a-c} = 0.55 \times V_{ps} \text{ m/s}$

Va-c : vitesse d'auto- curage.

Tableau VI.6 : Dimension du collecteur gravitaire

Collecteur	Qtot (m3/s)	Pente (m/m)	Diam,théo (mm)	Diam (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V(1/10 Qps)	Auto- curage
Amenée	0.2	0.003	512	600	306	1.08	0.70	Oui

Conclusion :

Le collecteur d'amenée (gravitaire) aura un diamètre final de 600 mm en béton.

VI.8 Variantes d'aménagement et emplacement de la station de relevage

La proposition de projection d'une station de relevage fait suite à la contrainte du terrain à configuration accidenté, dont l'exutoire est situé au niveau du sous bassin versant nécessitant le passage de la ligne de partage des eaux.

✓ Variante N°1 :

Dans cette variante les eaux usées seront acheminées vers la STEP, de la station de relevage vers la STEP par un système de pompage par refoulement intégral. Les caractéristiques de cette variante sont :

a- Refoulement

- La longueur Totale du Refoulement = 5410 ml
- Diamètre extérieur de la conduite de refoulement : 500 mm
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1050 m
- Cote TN au point (station Relevage) : 940 m
- Hauteur géométrique = Hgeo = (CR1-CSR) = (1050-940) = 110 m.

✓ Variante N°2

Détermination des Conduites de Refoulement et Gravitaire

Dans cette variante, les eaux usées seront refoulées d'abord vers un regard situé à une distance de 2645 m, puis les eaux usées seront acheminées gravitairement vers la STEP. C'est donc une variante mixte. Les caractéristiques de cette variante sont :

a- Refoulement

- Nature de la conduite: fonte PN 16
- La longueur Totale Refoulement = **2645** ml
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1030 m
- Cote TN au point (station Relevage) : 940 m
- Hauteur géométrique = $H_{geo} = CR1 - CSR + H_{surverse} = (1030 - 940) + 2 = 92$ m.

b- Gravitaire

- Nature de la conduite: PEHD PN 10
- La longueur Totale Gravitaire = 2835 ml

N°	D (m)	L (ml)	Q (l/s)	COÛT COND. DA/ml/ttc	S (m2)	V (m/s)	P.C (m/m)	P.C TOTALE (m)	H Géo. (m)	HMT (m)	R. Opt, Pompe	ÉNERGIE CONSOM KWH/J
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
VR 1	0,3274	5410	98,03	6800,00	0,08419	1,16	0,004690	30,45	112	142,45	0,78	4215,00
VR 2		2645						14,89	92	100		3162,75

COÛT TOTAL 1000 DA/ttc	ANNUITÉ ANNUELLE 11%	ÉNERGIE CONSOMME KWH/AN	COÛT DU KWH DA	COÛT ÉNERGIE 1000 DA/AN
14	15	16	17	18
36788	4047	1538473,69	10,50	16153,97
17986	1978	1154402,19	10,50	12121,22

Conclusion :

Sur la base de ces caractéristiques, on choisit la variante 2 après une étude technico économique, qui privilégie la **variante 2** refoulement et écoulement gravitaire.

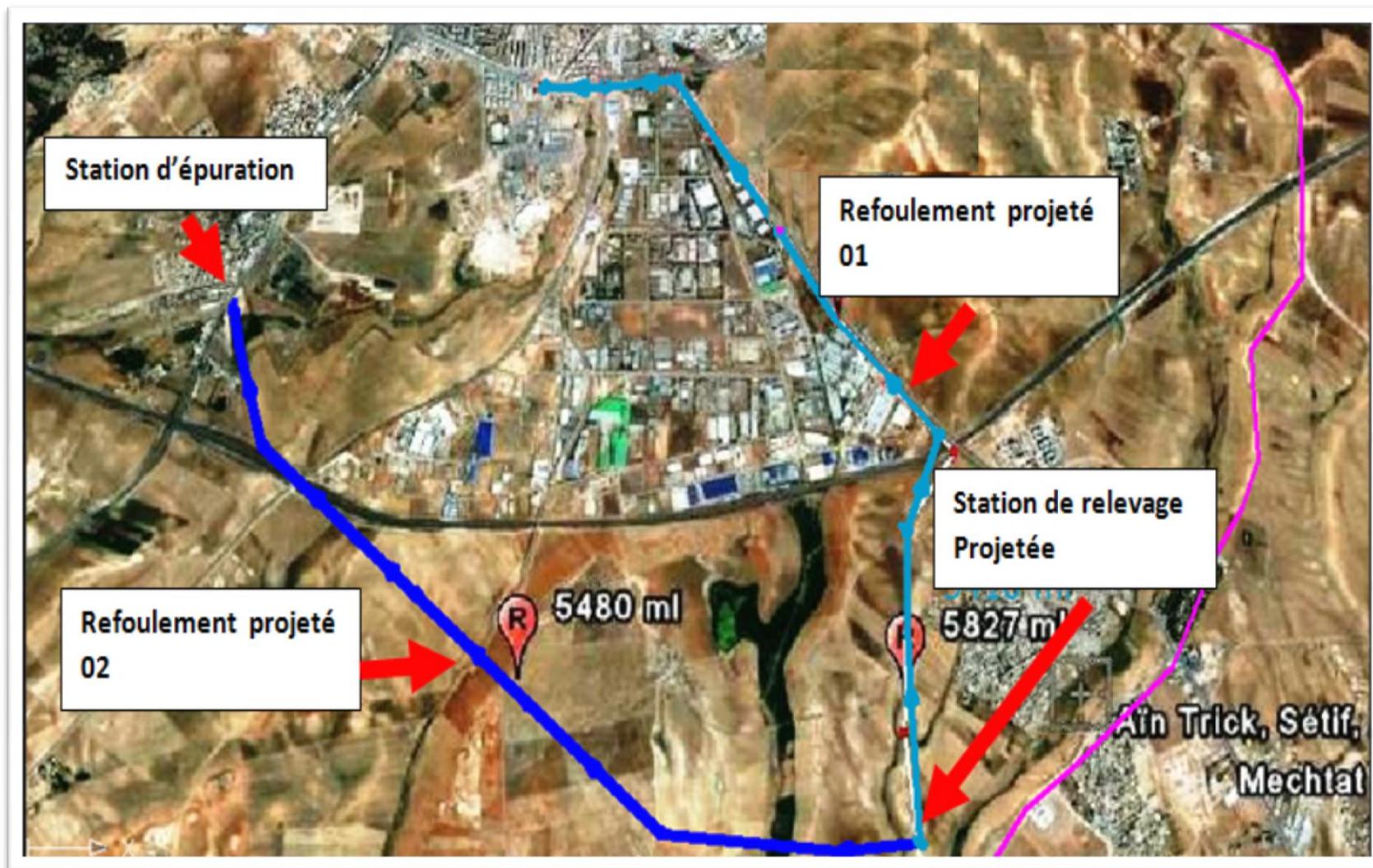
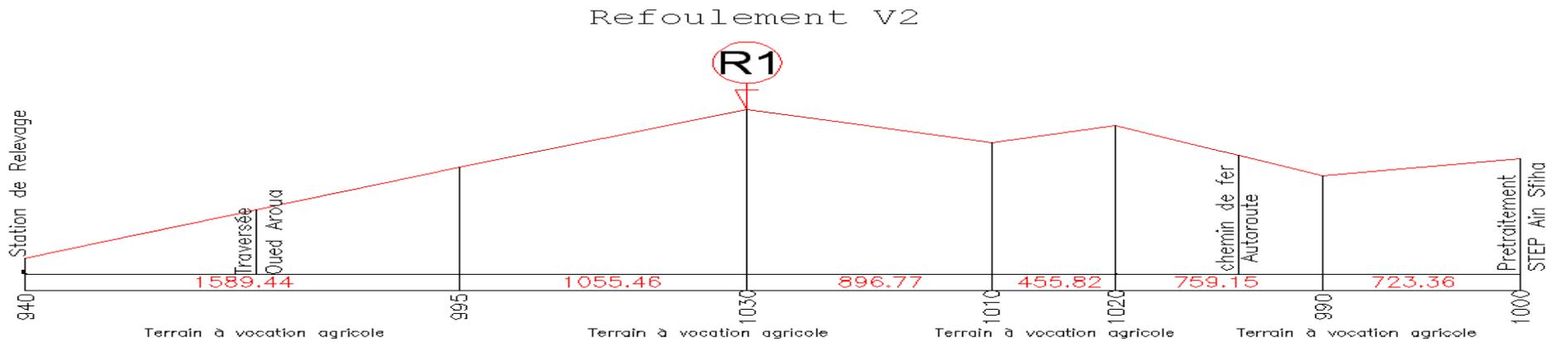
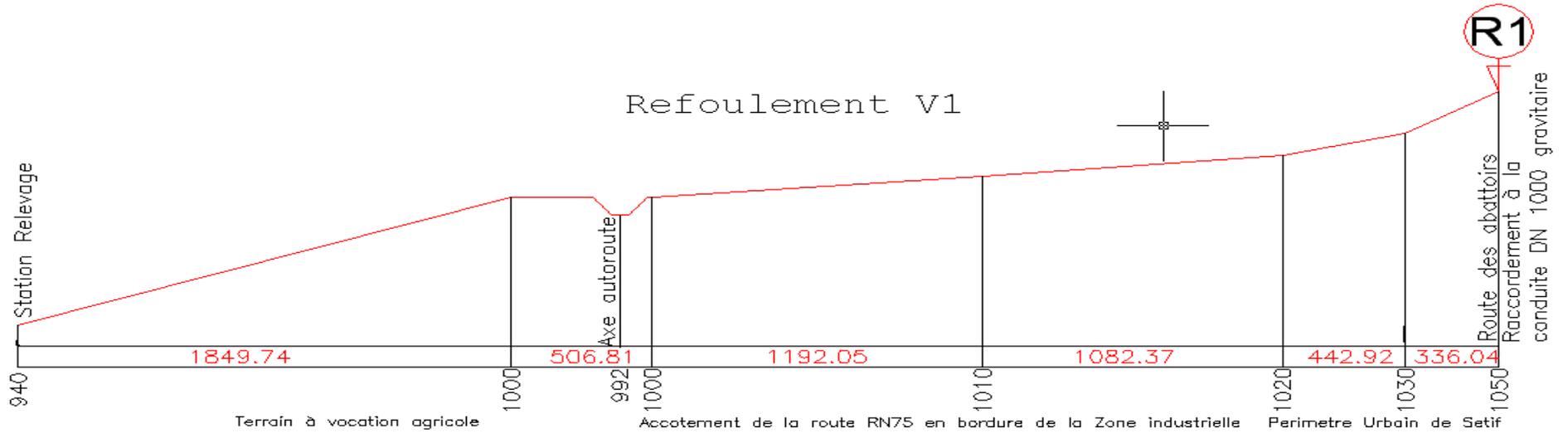


Figure VI.2 : Présentation des variantes d'aménagements.

VI.8 Présentation des profils en long pour les deux variantes :



VI.9 Dimensionnement du Degrilleur de la station :

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER. D'ou La largeur de la grille

est donnée par l'expression :
$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{\max} \delta (1 - \beta)}$$

VI.9.1 Caractéristiques du dégrilleur :

- Epaisseur des barreaux : 20 mm ;
- Ecartement des barreaux : 35 mm ;
- Inclinaison des grilles : 60° (mesuré par rapport à l'horizontale, dans le sens inverse du flux).

- L : Largeur de la grille (m).
- α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal : 60° à 80°.
- h max : Hauteur maximum admissible sur une grille : 0.5 à 1.8 (m).
- σ : Coefficient de colmatage de la grille Pour une grille manuelle $\sigma = 0.10$ à 0.3
- Pour une grille mécanique $\sigma = 0,4$ à $0,5$
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{e+d}$$

Tels que :

d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux (cm)

La surface de la grille est donnée par :

$$S = \frac{Qt}{V}$$

QT : Débit total d'entrée en m³/s ;

V : Vitesse d'entrée V = (0.5 à 1.4) m/s (on prendra 1m/s) ;

La largeur de la grille est donc :
$$L = \frac{Qts \sin \alpha}{vh_{\max} \delta (1 - \beta)}$$

$$\beta = 0.36$$

$$L = \frac{0.2 * s \sin 60}{1 * 1.04 (1 - 0.36)} = 0.7 \text{ m}$$

Conclusion : La largeur du dégrilleur est de 0.7m

VI.10 Choix du système de pompage

VI.10.1 Calcul du diamètre économique

Pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement, on utilise les deux formules approchées :

Le débit d'équipement

Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation

La station de pompage refoule un débit de **0.2 m³/s**.

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec: D : Diamètre intérieur de la conduite en m

 Q : Débit véhiculé par la conduite en m³/s

$$D = 447 \text{ mm}$$

Le diamètre calculé obtenu est de 447 mm, une analyse technico-économique, incluant plusieurs paramètres, devra nous orienter vers le meilleur diamètre.

VI.10.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Pour le calcul de la hauteur manométrique totale nous avons les données suivantes :

- H_g : Hauteur géométrique.

$$H_g = (\text{Côte d'arrivée} - \text{Côte de départ de l'axe de la pompe})$$

Un puisard sera réalisé dans la station pour collecter les eaux usées, en prenant une hauteur de 2m.

Le système de pompage des eaux sera implanté à une cote NGA : **940 m**. Donc ce cas nous avons :

-Côte axe de la pompe: **C départ = 1030 m**

-Côte a l'arrivée du regard de réception: **C arrivée= 940 m**

$$H_g = 90+2= 92\text{m.}$$

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

- L : longueur du tronçon en (m).
- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;
- I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante:

➤ $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\xi}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé)

- ξ : Rugosité absolue ; 0.2 mm. (Conduite en fonte)

Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

VI.11 Calcul du diamètre économique :

Les données requises pour le calcul du diamètre économique sont :

- Prix du mètre linéaire de pose de la canalisation.
- Prix du Kwh
- Rendement de la station de pompage

Tableau VI.7 : Calcul des pertes de charge et de la HMT

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Pdc (m/m)	L (m)	Re	ΔH_l (m)	HMT (m)
250	4.074	0.023241	2645	783532	228.85	320.85
300	2.829	0.022252	2645	652943	88.06	180.06
350	2.079	0.021495	2645	559666	39.35	131.35
400	1.592	0.020898	2645	489708	19.62	111.62
500	1.019	0.020027	2645	391766	6.16	98.3
600	0.707	0.019442	2645	326472	2.40	94.40

Le bilan en TTC (DA) est calculé comme suit :

Tableau VI.8 : Calcul du diamètre économique

Diamètre en (mm)	Investissement	Exploitation	Bilan
250	1 032 598.93	29 881 796.15	30 914 395.1
300	1 490 067.27	16 769 411.76	18 259 479.0
350	1 707 982.06	12 233 458.12	13 941 440.2
400	1 965 932.09	10 395 927.29	12 361 859.4
500	2 627 594.23	9 142 188.85	11 769 783.1
600	3 002 877.56	8 792 163.04	11 795 040.6

D'après le l'analyse technico-économique, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de

D=500 mm, et une HMT de 98.3

Conclusion : On prend une HMT de 100 m.

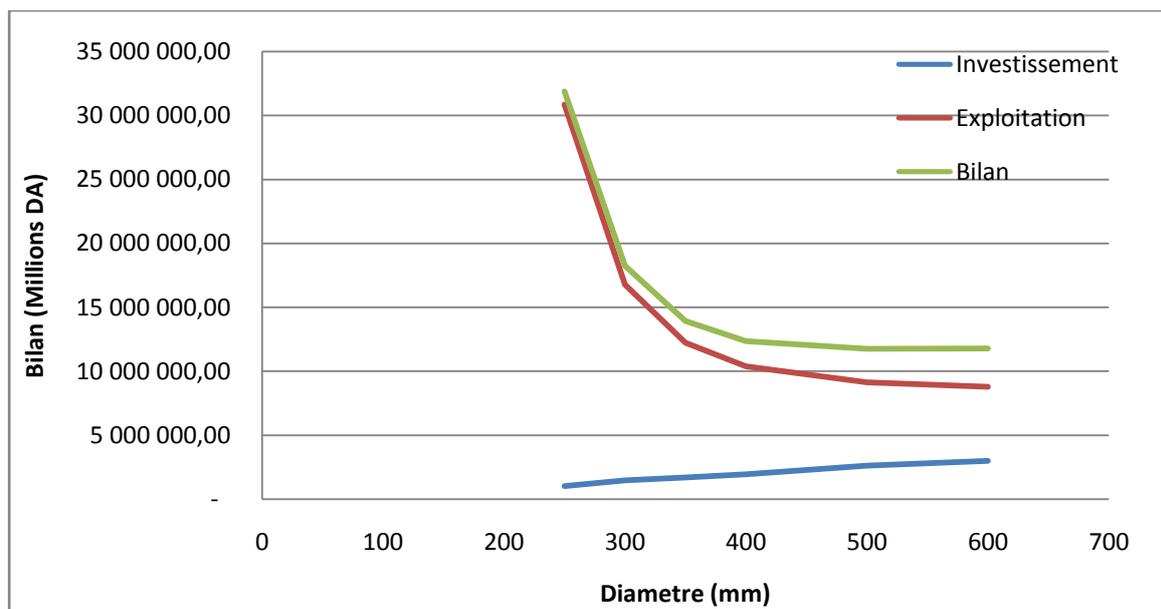


Figure VI.3 : Analyse technico-économique des diamètres

Tableau VI.9 : Caractéristiques de la conduite de refoulement

Q: Débit (l/s)	200
Conduite Refoulement DN 500 Fonte Ductile	
V: Vitesse d'écoulement pour conduite (m/s)	1.1
D: diamètre de la conduite (mm)	500
L : la longueur de la conduite (m)	2645
Résultats du calcul	
Hg(m)	92
Hmt: Hauteur manométrique totale (m)	100

VI.12 Choix du type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) :

Les groupes seront de types submersibles avec installation noyée à poste fixe avec un dispositif de suspension. Les groupes seront installés dans la fosse réceptrice enterrée de forme rectangulaire, équipés au fond de deux pieds d'assises pour le raccordement sur la canalisation et complété par les dispositifs de levage.

La fosse réceptrice sera couverte avec une dalle et des trappes d'accès pour les pompes et le panier de dégrillage.

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel CAPRARIpour le choix du type et du nombre des pompes.

Tableau VI.10 :Caractéristiques des pompes disponibles

N_Pompes+ 1 secours	Q (l/s)	HMT (m)	Type de Pompe (eaux usées)	η %	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\emptyset
1	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Nx100	100	E14S55/2BBC	79.3	2900	136	9.8	230
3	Nx64.7	100	E12S55/3A	79.8	2900	79.2	8.54	150
4	Nx49	100	E10S55/4A	78.4	2900	61.1	5.01	150

Pour choisir la meilleure option les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes et type de pompe.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important (vitesse de rotation)

D'après le tableau précédent, on voit que la variante 4 présente de meilleures caractéristiques hydrauliques. Nous prenons donc un groupe submersible pour liquides chargés constitué de quatre (4) pompes, (quatre + 1 de secours). Le point de fonctionnement et les caractéristiques de la pompe sont présentés graphiquement ci-dessous :

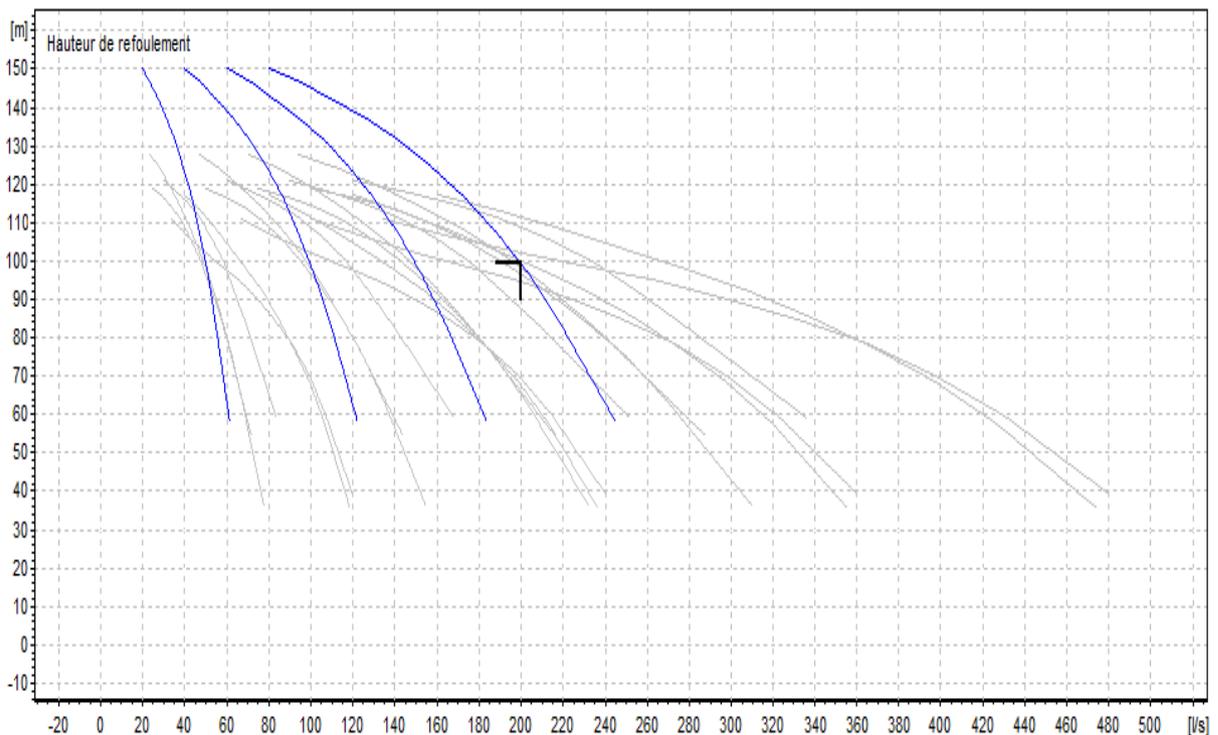


Figure VI.4 : Courbes caractéristique des la pompe

VI.13 Dimensionnement de la fosse réceptrice (puisard)

Le volume utile de la fosse réceptrice de la station de relevage dépend du nombre ou des fréquence de démarrage que peuvent assumer les pompes.

Le volume de la bêche est donné selon la formule suivante [Bourrier]

$$V = \frac{Q_r}{4 \cdot T(N_p)}$$

Avec :

- Q_r : débit refoulée par la pompe en m^3/h (720 m^3/h)

- T : nombre de démarrage par heure, on prend $= 3/h$

- N_p : Nombre de pompe identiques excluant la pompe de secours

D'où le volume théorique de la fosse = $\frac{720}{4 \cdot 3 \cdot 4} = 15 \text{ m}^3$

Les dimensions de la fosse en fonction du nombre des pompes, sont comme suit:

Le volume réel de la fosse est :

Long = 6 m, Lar = 2.50, H= 2.5m

Donc $V_{\text{reel}} = 6 \times 2.5 \times 2.5 = 37.5 \text{ m}^3 \approx 40 \text{ m}^3$

✓ Vérification du risque de la cavitation

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

-(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

-(NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$. On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

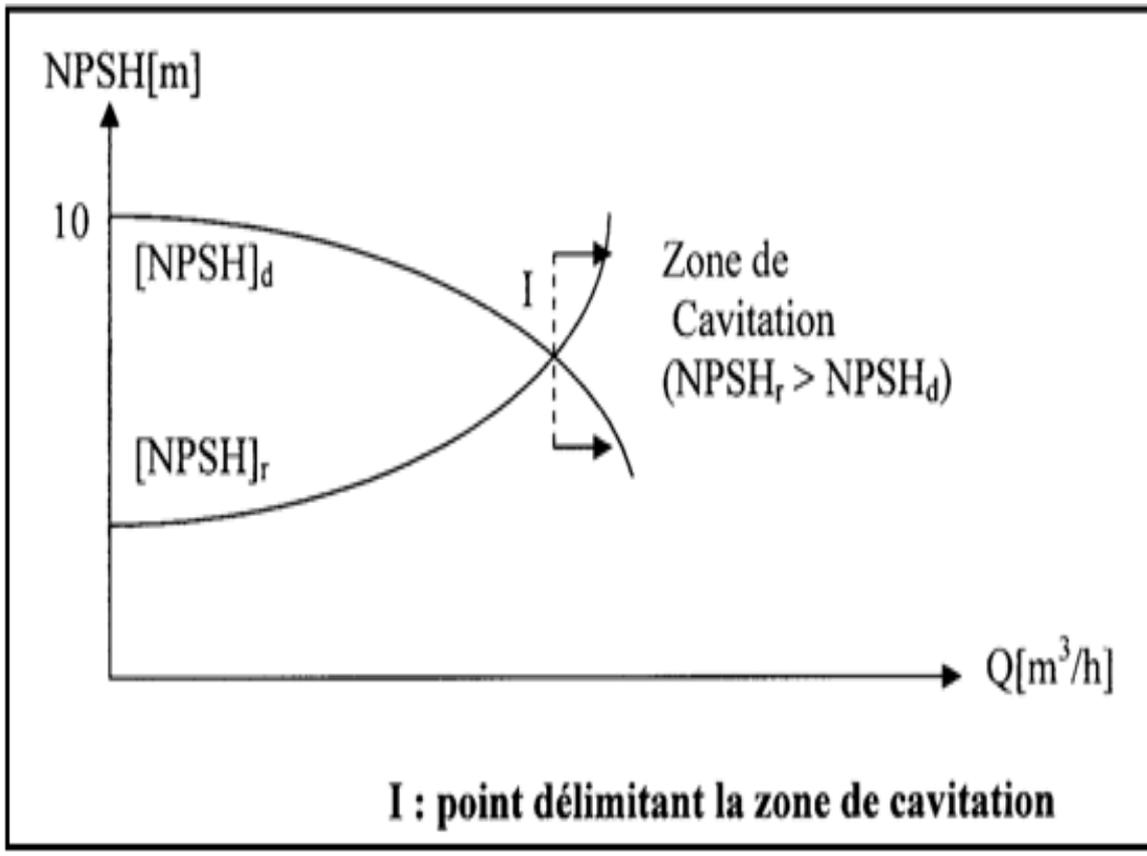


Figure VI.5 : Graphe des courbes de la zone de cavitation.

On détermine la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 2m$, on a une perte de charge linéaire de 4m pour 1000m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{2 * 4}{1000} = 0,008 m$$

et :

$$\sum h_p^{\text{sing}} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{\text{lin}}$$

$$\sum h_p^{\text{sing}} = 0,15 \cdot 0,008 = 0,0012$$

$$\sum h_p^{\text{asp}} = 0,008 + 0,0012 = 0,0092m$$

$$V_{\text{asp}} = \frac{4Q}{\pi \cdot (1,5D_a)^2} = \frac{4 \cdot 0,2}{3,14 \cdot (1,5 \cdot 0,25)^2} = 4,1m/s$$

$$\frac{V_{\text{asp}}^2}{2g} = \frac{4,1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,84m$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,183 \text{ à } 18^\circ \text{ c}$$

Donc :

$$\Rightarrow h_{\text{adm}}^{\text{asp}} = \frac{P_{\text{at}}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{\text{asp}} - \frac{V_{\text{asp}}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

$$= 10,33 - 0,183 - 0,0092 - 0,84 - 3,66 - 0,5 = 5,88m$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{\text{at}}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{\text{asp}} - \frac{V_{\text{asp}}}{2g} - h_{\text{adm}}^{\text{asp}}$$

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,183 - 0,0092 - 0,18 - 5,88 = 4,08m$$

Donc : $(NPSH)_d = 4,08m > 3,66m = (NPSH)_r$

Conclusion : notre pompe est protégée contre le risque de cavitation

VI.15 Protection contre les coups de béliers

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes electro-pompes alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.

- démarrage d'une pompe.

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

VI.15.1 Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers

Les principaux systèmes de sécurité anti-bélier sont :

- Réservoirs (ballons) sous pression avec matelas d'air (réservoirs d'eau sous pression d'air) ;

- Volants d'inertie sur les pompes ;

- Soupapes d'aération et de purge d'air ;

- Clapets anti-retour ;

- Château d'eau (cheminée d'équilibre).

VI.15.2 Calcul du volume du réservoir d'air :

Dans notre cas, on opte pour une protection par l'installation d'un réservoir

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

➤ Méthode de Vuibert :

La méthode de Vuibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

➤ Méthode de Bergeron :

Une méthode graphique qui a été développée dans son principe pour traiter les coups de bélier d'ondes, puis elle sera étendue aux stations de pompage avec leurs dispositifs de protection anti bélier..

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.15.3 Calcul de la célérité d'ondes :

Nous allons effectuer le calcul de la célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} (m/s)$$

Où :

- D : diamètre intérieur de la conduite (0.5 m).
- e : épaisseur du tuyau (6mm).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, K= 0.6 pour la fonte.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,6 * \frac{0,5}{0,006}}} = 1030 (m/s)$$

Cette méthode a pour base l'utilisation d'un abaque simple qui à l'origine de la formule suivante :

$$U_0 = \frac{V_0}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot \frac{L.S}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)}$$

(Voir l'abaque de VIBERT en annexe I).

- U_0 : volume d'air initial en m^3 .
- V_0 : vitesse initiale de l'écoulement en m/s.
- H_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent
- H : hauteur de la pression dans le réservoir après formation du coup de bélier.

L'utilisation de l'abaque résume les étapes suivantes :

1. Calcul de $\frac{V_0}{2g}$ et $\frac{h_0}{H_0}$.
2. calcul de $\frac{H_{\max}}{H_0}$.
3. la fixation des points $\frac{H_{\max}}{H_0}$ et $\frac{h_0}{H_0}$ sur l'abaque, puis on relie ces deux points par une droite et on lit la valeur correspondante de $\frac{U_0}{L.S}$ qui est l'intersection de cette droite et l'axe $\frac{U_0}{L.S}$.
4. détermination de U_0 .

5. détermination de la valeur de $\frac{H_{\max}}{H_0}$ en suite H_{\min} .

6. calcul du U_{\max} qui est le volume maximum du réservoir. $U_{\max} = \frac{U_0 \cdot H_0}{H_{\min}}$.

7. calcul du volume réel du réservoir d'air. $U_R = K \cdot U_{\max}$ $K = (1.1 \text{ à } 1.3)$

VI.15.4 Calcul par la méthode de Vibert :

Pour :

- $H_g = 92 \text{ m}$
- $D = 500 \text{ mm}$.
- $Q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$v_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 1.02 \text{ m/s}$$

Z_{\max} (pression maximale admise) = 10 bars = 100 m.

$Z_0 = 50 \text{ m}$.

Calcul de h_0 :

$$h_0 = \frac{V_0}{2g} = \frac{1.2}{2 \cdot 9.81} = 0.053 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0.5 \cdot 10^{-3}$$

Calcul de $\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 100/50 = 2$

On joint sur l'abaque le point $0.5 \cdot 10^{-3}$ sur de l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ avec le point 2 de l'échelle $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$

On obtient sur l'échelle du milieu $\frac{U_0}{LS} = 3 \cdot 10^{-3}$

Diagramme de Vibert en annexe

D'où $U_0 = 3 \cdot 10^{-3} \cdot LS = 1.56 \text{ m}^3$.

VI.15.5 Volume d'air du réservoir anti bélier :

Le volume d'air estimé est de 1.56 m^3 , on prend un volume dans le réservoir de 2 m^3 .

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié l'aménagement du système de relevage de la commune d'Ain Trick, destiné à refouler les eaux usées vers la station de traitement des eaux usées de Setif.

Pour ce qui est de la conduite de refoulement, elle est calculée pour des dimensions de 500 mm et cela vu le débit d'eaux usées à refouler qui est de $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

La station de relevage comprend un groupe électropompe submersible de 5 pompes, dont une de secours.

La protection contre les coups de bélier a été faite en se basant sur le procédé par réservoirs, le volume estimé par la méthode de Vuibert est de 2 m^3 .

CHAPITRE IIV :

Organisation du Chantier et Estimation du Coût de Projet

Chapitre VII :

Organisation du Chantier et Estimation du Coût de Projet

VII.1 Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser les projets dans des délais courts et à moindre coût. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif d'avoir une méthode d'ordonnancement des travaux qui nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont en amont et celles qui sont en aval d'une opération (la succession chronologique des opérations).

VII.2 Généralités :

Avant d'entamer les travaux dans un chantier il faut le préparer en se basant sur certains critères.

VII.2.1 Installations du chantier :

Les installations dans chaque chantier se fait selon son type,

Tableau VII.1: Type de chantiers selon la durée de réalisation

Type de chantier	Remarques
Chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
Chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleurs
Chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

Tableau VII.2 : Installations d'accueil dans les chantiers.

Installations d'accueil dans les chantiers		Chantier type 1	Chantier type 2	Chantier type 3
Abri	Local ou emplacement pour changer de vêtements. Il est situé près du travail et à l'abri des intempéries, toléré en sous-sol si propre, aéré et éclairé.	⊕		
Abris-clos	Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide.	⊕		

et vestiaire	Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m ² par personne).		⊕	
Repas et matériel de réfectoire	Lieu couvert pour repas, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Abris-clos pour un nombre de repas < 25, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Tables, sièges, vestiaires en nombre suffisant. Local restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1,5 m ² par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.	⊕ ⊕	 ⊕ ⊕	 ⊕
Eau	Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur. Eau pour la toilette en quantité suffisante. Eau chaude : un robinet d'eau potable pour 10 personnes prenant leur repas.	⊕ ⊕	⊕ ⊕	⊕ ⊕
Installations sanitaires	Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.		⊕	 ⊕ ⊕
Cabinets d'aisances	Cabinets d'aisances : 1 cabinet pour 20 travailleurs hommes et 1 WC pour 20 femmes.	⊕	⊕	⊕
Poste de secours	Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.	⊕	⊕	⊕

VII.2.2 Différents travaux à entreprendre

Pour la réalisation des canaux aménagés, on doit passer par les étapes suivantes :

- Excavation.
- Réglage du fond.

- Pose du lit de pose (gravier).
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Exécution du béton armé pour le lit et les voiles.
- Exécution de la dalle en béton armé pour le tronçon fermé du canal.

VII.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII.3 .1 Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.3 .2 Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.3 .3 Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

- a) Enlèvement de la couche végétale
- b) Réalisation des fouilles

La réalisation de la tranchée dépend des paramètres suivants :

- Environnement.
- Caractéristiques du canal.
- Nature du terrain (avec ou sans eau).
- Profondeur de réalisation.

VII.3 .4 Remblayage des tranchées

Le remblai une fois les éprouves réussies, la mise en place du remblai à droite et à gauche du canal est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

VII.4 Engins utilisés :

Pour bien mener le projet, on doit affecter les tâches prévues aux engins convenables (Tableau VI.03)

Tableau VII.03 : Engins et leurs taches

Tache	Engins	Actions
Travaux de	Dozers	Enlever les obstacles et les

préparation	Chargeurs	herbes
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dozers	
	Niveleuse	
	Camions	
	Dumpers	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

La capacité théorique des engins utilisés est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.4 : Engins et leurs capacités théoriques.

Engin	Capacité horaire théorique	Capacité journalière théorique	Capacité journalière réelle
	m ³ /h	m ³ /j	m ³ /j
Bulldozer	150	1200	600
Chargeur	115	920	460
Pelle hydraulique	100	800	400
Camion	8	64	512

Généralement, le rendement utilisé est celui d'un ensemble d'engins qui travaillent en même temps .

VII.5 Calcul des volumes des travaux et estimation du coût de projet :

VII.5.1 Volume de déblai des tranchées :

Le calcul se fait comme suit :

$$V_d = V_t - V_c$$

- V_d : Volume total de déblai.
- V_t : Volume de terrassement du canal.
- V_c : Volume moyenne occupé par le cours d'eau naturel.

Avec :

$$V_c = B_{\text{moy}} \times H_{\text{moy}} \times L$$

$$V_t = S_c \times L$$

- $B_{\text{moy}}, H_{\text{moy}}$: dimensions moyens du cours d'eau.
- L : longueur de la tranchée.
- S_c : surface du canal.

VII.5.1.1 Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 2,00 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction de la largeur du canal, en laissant 1,00 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = L + (2 \times 1.00)$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m).
- L : Largeur du canal (m).

VII.5.1.2 La profondeur de la tranchée :

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2$$

Avec :

- H : la profondeur de la tranchée (m).
- H_1 :profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.
- H_2 :hauteur verticale séparant le générateur inférieur du canal à la surface du sol.

VII.5.2 Volume des remblais autour des ouvrages :

$$V_{R.O} = V_t - V_{O.C}$$

- $V_{R.O}$: Volume de remblai autour d'ouvrage aménagé.
- V_t : Volume de terrassement du canal.
- $V_{O.C}$: Volume du béton occupé par le canal après l'aménagement, avec une épaisseur de (0.20 m pour le béton armé et 0.1 m pour le béton de propreté).

Les résultats des volumes plus l'estimation du coût de projet sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VII.5 : Détermination des volumes et du devis quantitatif et estimatif des canaux

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix/U	Montant
1	Terrassements				
1.1	Travaux de terrassement en grande masse ou en tranchées sur terrain ordinaire y compris réglage des fonds de fouilles, implantations, captage des eaux des sources éventuelles récupérées au niveau des oueds, dérivation et pompage éventuel des eaux usées et pluviales. soutènement des talus et protection des routes et constructions limitrophes.	m ³	56976.925	200.00	11 395 385.00
1.2	Remblais autour des ouvrages	m ³	8799.8	150.00	1 319 970.00
1.3	Transport des terres excédentaires à la décharge publique	m ³	48177.125	200.00	9 635 425.00
2	Constructions et Génie civil				
2.1	Confection et mise en œuvre du béton N°01 (propreté) dosé à 150 kg/m ³ en ciment ordinaire sur une couche de 10 cm y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	750	5 000.00	3 750 000.00
2.2	Confection et mise en œuvre canal du béton armé dosé à 350 kg/m ³ en ciment ordinaire sur une couche de 20cm suivant plans d'exécution et y compris toutes sujétions du canal existant.	m ³	550	10 000.00	5 500 000.00
2.3	Confection et mise en œuvre canal du béton armé dosé à 400 kg/m ³ en ciment ordinaire sur une couche de 20 cm suivant plans d'exécution et y compris toutes sujétions du canal rectangulaire.	m ³	950	22 500.00	21 375 000.00
2.4	Flin kot en 2 couches	m ²	10000	150.00	1 500 000.00
2.5	confection et mise en œuvre d'un joint bitumineux de 2 cm	unité	200	200.00	40 000.00
2.6	Abattage d'arbre	ml	250	3 000.00	750 000.00
2.7	Réalisation d'un ouvrage de réception des eaux en béton armé dosé à 400 Kg / m ³ , selon plan.	unité	5	1 500.00	7 500.00
MONTANT (HT)					55 273 280.00
TVA 17%					9 396 457.60
TOTAL TCC					64 669 737.60

VII.6 Pose de la conduite de refoulement :

Les réseaux des eaux usées sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

- Le poids propre du remblai.
- Le poids de liquide contenu, les charges abrasives transportées.

- Les charges fixes et mobiles sur le remblai
- Les tassements différentiels du terrain
- L'action des racines des arbres
- Les variations du niveau de la nappe phréatique
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Les tassements et vibrations dus au trafic routier
- La canalisation doit être enterré sous une couverture d'au moins 80 cm au départ portée à 1 m dans le cas des diamètres supérieurs à 400 mm.

VII.7 Emplacement des canalisations :

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

VII.8 Exécution des travaux :

Les principales opérations pour la réalisation du réseau est par ordre chronologique sont comme suit :

1. Décapage de la couche végétale :

Le décapage se fait par un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche végétale est calculée comme suit :

$$V = b . h . L \quad (m^3)$$

Avec :

- b: longueur de la couche végétale (m)
- h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)
- L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

A/ Profondeur de la tranchée :

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h \quad (\text{m})$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée (m)
- e : hauteur des lits de pose (m)
- D : diamètre de la conduite (mm)
- h : hauteur du remblai au dessus de la conduite (m)

B/ Largeur de la tranchée :

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdal ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à 2 m.

trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure où égale à 2 m. La largeur de la tranchée elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2a \quad (\text{m})$$

Avec :

$$a = 0.3$$

D : diamètre de la conduite (m)

C/ Volume des déblais des tranchées :

- Forme rectangulaire : $V = b \cdot H \cdot L \quad (\text{m}^3)$

Ou : L : longueur total de la tranchée.

- forme trapézoïdale : $V = S \cdot L \quad (\text{m}^3)$

Ou : S : aire de la section transversale de la fouillé (m²).

2. Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;

- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.9 Planification :

Le planning doit respecter les conditions suivantes :

- Etre facile à lire par l'exécutant.
- Permettre à chacun de situer son intervention.
- Faciliter la mise à jour lors des pointages périodiques.

Et pour cela il existe plusieurs méthodes d'élaboration de ce dernier

- CPM (Méthode du chemin critique).
- La méthode Pert.
- La méthode des potentiels.
- La méthode du chemin de fer.
- La gestion informatique du projet.

Le choix se fait sur la méthode CPM afin de planifier les travaux de notre projet.

VII.9.1 Les paramètres de la méthode CPM :

TR : Temps de réalisation des tâches.

DCP : Date de commencement plutôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de fin au plutôt.

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Marge totale.

Avec :

$$DFP = DCP + TR.$$

$$DCPP = DFPP - TR.$$

VII.9.2 Le chemin critique :

La détermination du chemin critique se fait par :

$$MT = 0$$

Schéma à noeud :

La figure suivante montre un réseau à noeud qui montre la durée d'aménagement

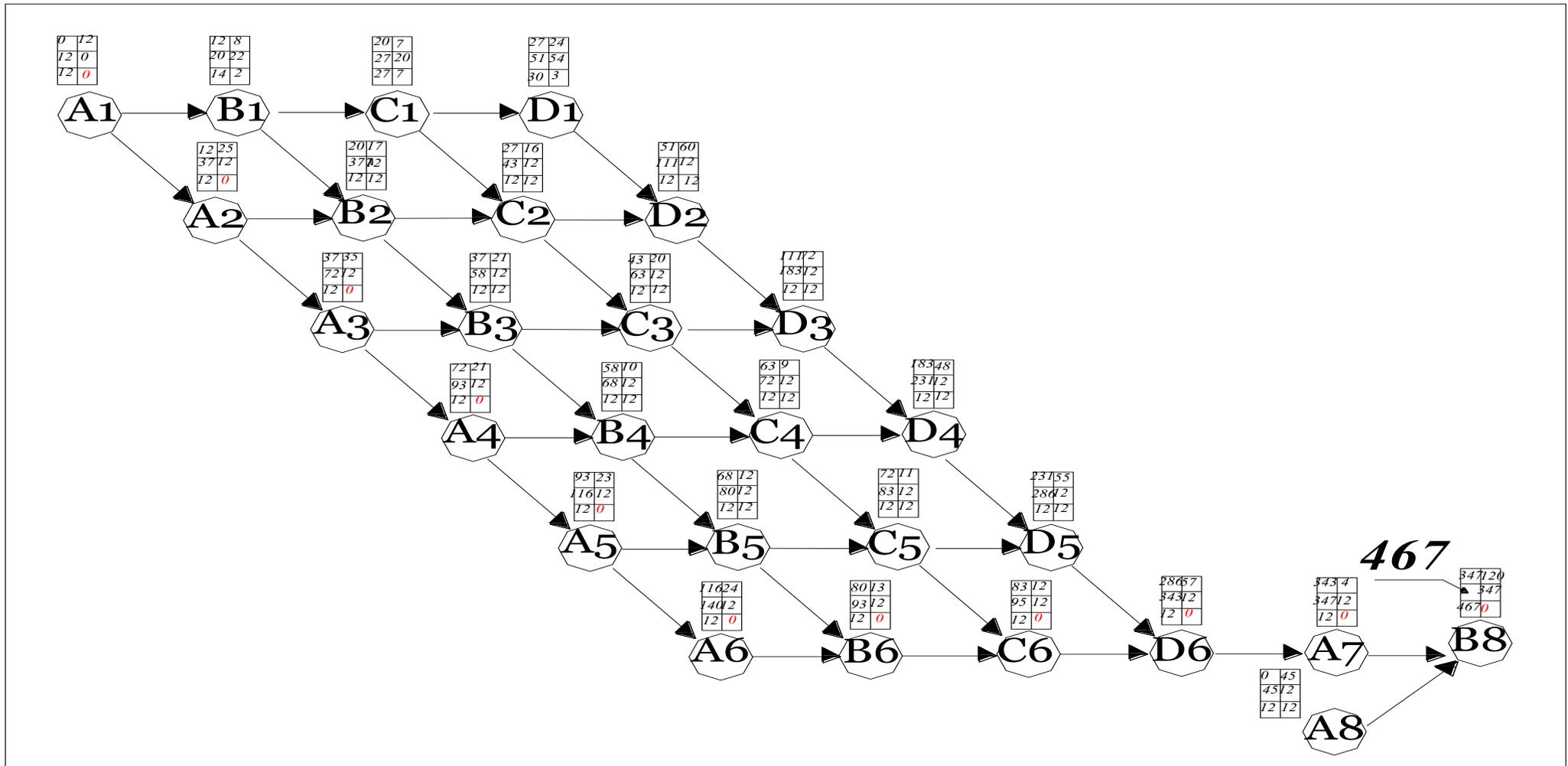


Figure VII.1 : Réseau a nœud

Tableau VII.6 Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement)

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	14	10	24	10	24	0
D	12	24	36	27	39	3
E	15	24	39	24	39	0
F	15	24	39	24	39	0
G	7	24	31	32	39	8
H	7	39	46	39	46	0
I	11	46	57	46	57	0

Les chemins critiques : A-B-C-E -H-I / A-B-C-F -H-I $\sum TR = 57$ jours

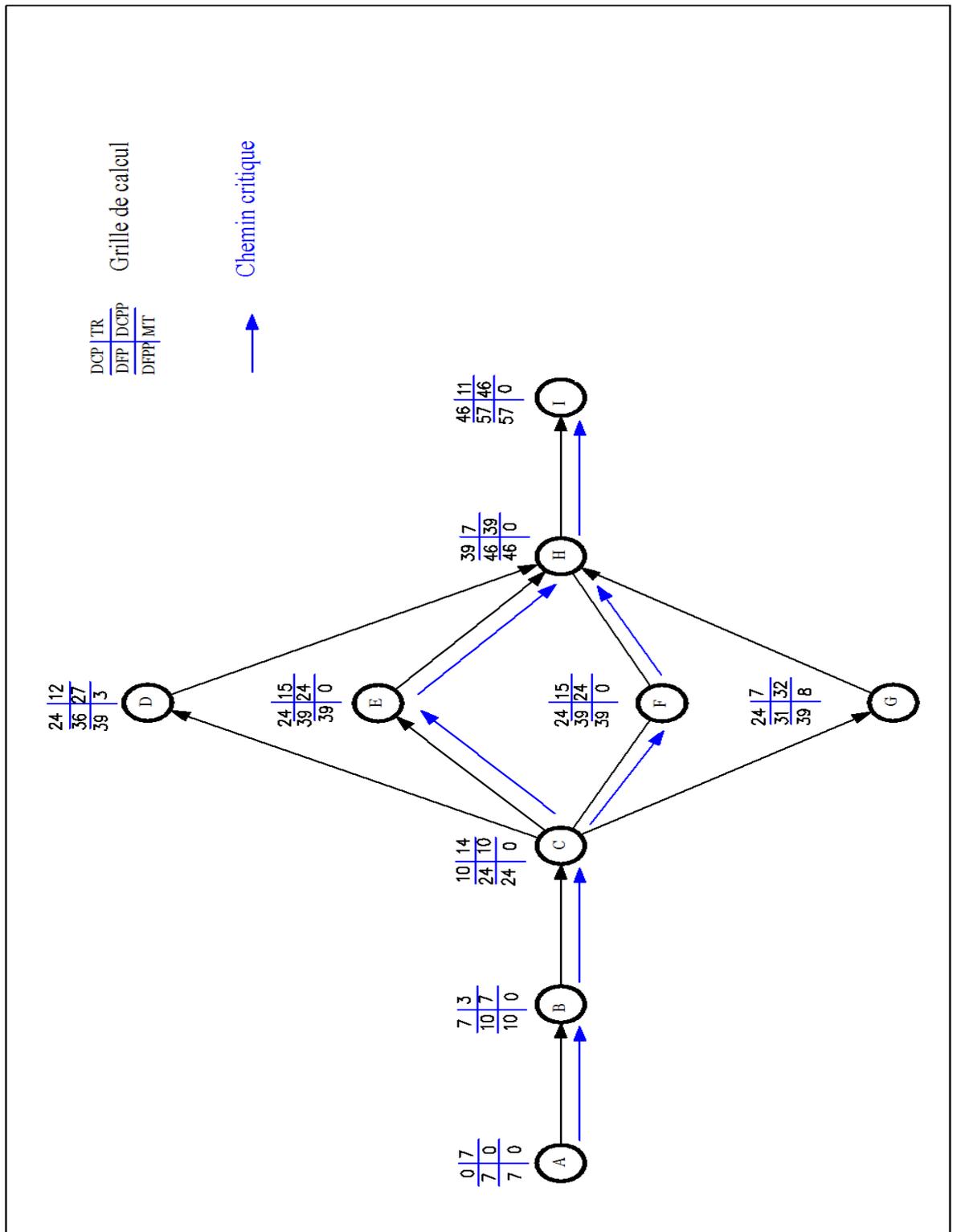


Figure VII.2 Réseau à nœuds (conduite de refoulement)

Conclusion :

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs critères, à savoir :

Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.

Compétence du staff technique dirigeant.

Permanence et suivi des travaux à réaliser.

Respect des normes techniques.

Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui l'a déjà réalisé.

Matériel de réalisation adéquat.

La bonne planification des travaux

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit pas subir des défaillances à la fois technique et humaine et qui par conséquence, cet ensemble de critères cités plus haut doivent strictement être respectés.

Nous avons exposé les différentes façons de pose selon les cas ainsi que les conditions à respecter.

Pour que les conduites résistent aux forces dues au charges fixes où mobiles ainsi qu'au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ces derniers

Concernant la durée de la réalisation de notre projet est estimer de : 524 jours (18 mois).

Le coût total de la réalisation de notre projet est de : 64 669 737.60 DA.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE :

Les inondations en Algérie deviennent ces dernières années, à la fois plus fréquentes et plus destructrices, constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. De ce fait, la lutte contre les inondations doit être envisagée et son étude doit être rigoureuse afin d'éviter tout problème dévastateurs.

L'objectif de ce travail été de faire une étude sur l'état actuel de l'oued Echouk et sa capacité à évacuer une crue centennale, d'où le travail consiste à définir l'ensemble des paramètres géomorphologiques, climatiques de la zone d'étude, suivi d'une étude hydrologique détaillée, afin de déterminer le débit de dimensionnement, et adopter la variante adéquate pour l'aménagement, afin d'augmenter la débitantes du cours d'eau et corriger les dysfonctionnements dans le but de protéger les zones avoisinantes contre les inondations.

En second lieu, après cette analyse, nous avons effectués des calculs pour permettre des aménagements de l'oued suivant des variantes qui vont permettre l'amélioration de l'écoulement et une meilleure protection contre les crues et les inondations.

Ensuite, nous avons étudié une station de relevage qui va permettre de dépolluer l'oued Echouk, par un refoulement des eaux usées vers la STEP pour la protection de l'environnement.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIES :

Références bibliographiques :

[1] : **UNDMTP**. Evaluation des risques et vulnérabilité .2009, cité dans SOLOFONIRINA Romain Patrick, **2011**, p.55

[2] :**P. DEWIL (D.212-coordination) ALL**. LA LUTTE CONTRE LES INONDATIONS
synthèse

[3] :Première évaluation nationale des risques d'inondation Principaux résultats - EPRI 2011

[4] : **FREDDY VINET**. Le risque d'inondation diagnostique et gestion. France (paris), Juin 2010, 317P.

[5] **BRUNO Ledoux**. La gestion du risque inondation. Edition Lavoisier Paris, 2006, 751p.

[6] **SOLOFONIRINA Romain Patrick**. Analyse des impacts socio-économiques des risques et vulnérabilités liés à l'inondation à Andohatapenaka : 55p. Diplôme d'études supérieures spécialisées Multidisciplinaire: Université d'Antananarivo : 23 Août 2011.

[7] **B .TOUAIBIA, A.BENAOUDJ, P.HUBERT**. Les inondations dans la vallée du M'ZAB : GENESE ET PREDICTION.2014, N° 24 et 25. 34p.

[8] : **FREDDY VINET**. Le risque d'inondation diagnostique et gestion. France (paris), Juin 2010, 317P.

[9] : **B . TOUAIBIA**.MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE.(Mars2004).EditionMADANI FRERES.

[10] **Cours Mr A. Ammari**. CHAPITRE 1-AIDE MEMOIRE D'HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE (G. DEGOUTTE),LENCASTRE.A.HYDRAULIQUE GENERALE . (2002).Edition eyrolles .p633

[11] **BOURRIER.R** , 2008 « les reseaux d'assainissement calcul applications perspectives » 5^{ème} édition paris France 810 pages

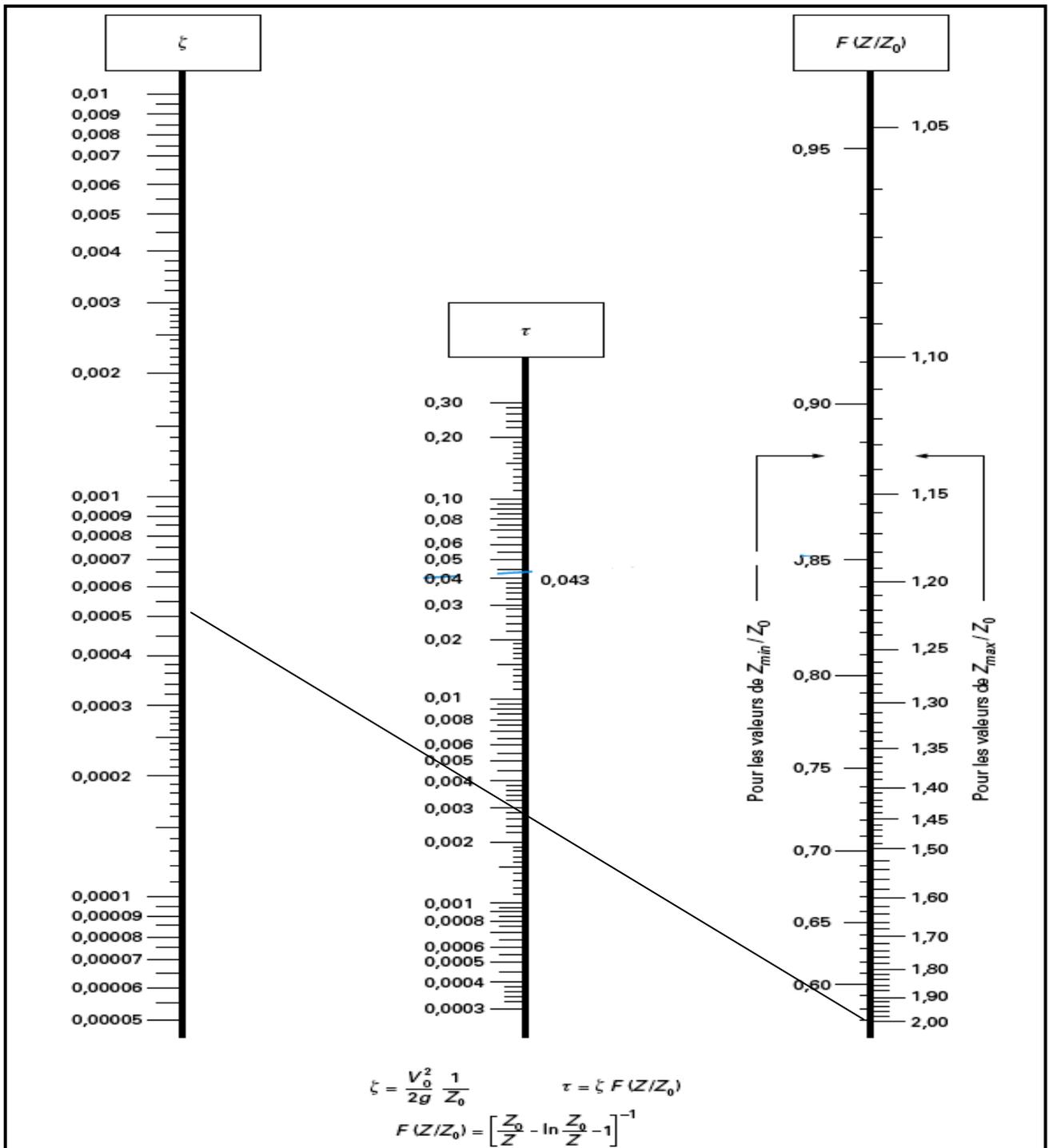
[12] **SOLOFONIRINA Romain Patrick**. Analyse des impacts socio-économiques des risques et vulnérabilités liés à l'inondation à Andohatapenaka : 55p. Diplôme d'études supérieures spécialisées Multidisciplinaire: Université d'Antananarivo : 23 Août 2011.

Références bibliographiques :

- [13] **AYAD HAMZA**.AMENAGEMENTDEL'OUEDDELKENTARA (W.JIJEL).2013.120 P.
Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2013
- [14] **DEBBAHI Karim**. ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE LA
COMMUNE DES EUCALYPTUS(W.ALZER).2014.110 P. Mémoire de fin d'étude, ENSH,
2014.
- [15] **RAMDINI Meriem**. Protection contre les inondations de la ville d'EL ABADIA W.AIN
DEFLA. 2015.87p. Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2015.
- [16] **HAMZAOUI Sabrina**.AMENAGEMENT HYDRAULIQUE D'OUED EL SEMMAR
DANS LA VILLE D'AIN AZAL (W.SETIF).
- [17] **BEN HAFID, MS**. (1997)Cours De Protection et Sécurité Du Travail ENSH.60 P.

ANNEXES :

Annexe n° 1 : Diagramme de Vuibert



Annexe n° 2 : Table du PEARSON

Annexe 2. Table du χ^2

P Y	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

Annexe N°03: Photos des engins utilisé dans le chantier.



Figure 1: Pelle hydraulique.



Figure 2: Dozer.



Figure 3: Chargeur.



Figure 4: Rouleau lisse.



Figure 5: Bétonneuse.



Figure 6 : Camion.

Annexe N°04: Photos des étapes d'aménagement (Source : DRE W.Sétif) :



Figure7: Réalisation des fouilles par la pelle.



Figure8: pose du lit de gravier



Figure9: Bétonnage du radier.



Figure10: Ferrailage du radier

TABLE DES MATIÈRES :

TABLE DES MATIÈRES :

INTRODUCTION :	i
Chapitre I : Crues et inondations	03
I.1. Introduction	03
I.2. Définitions fondamentales	03
I.2.1. Crue, inondation, quelle différence ?.....	03
I.3. Éléments de base en hydrologie	04
1.3.1. Un territoire géographique bien défini : le bassin versant	04
1.3.2. Le lit majeur et le lit mineur	05
I.3.3. Un système vivant : la rivière	06
I.4. Les différents types d'inondation	06
I.5. Quelles méthodes de prévision des crues ?	09
I.6. Impacts des crues et inondation	09
I.7. Les inondations en Algérie :.....	11
I.8. Effets des inondations sur la santé humaine.....	12
Conclusion.....	14
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude	15
II.1. Introduction	15
II.2 Situation géographique de la zone d'étude	15
II.2.1 Objectif de l'étude.....	16
II.3. Topographie et Relief	16
II.4. Analyse démographique de la zone d'étude	18
II.5. Caractéristiques climatiques	19
II.5.1. Pluviométrie	19
II.5.2. Températures de l'air	21
II.5.3. Le vent	21
II.6. Réseau hydrographique.....	22

II.7. Aperçu Géologique de la zone	23
II.8. Urbanisation	26
II.9. Conditions hydrauliques	27
II.9.1. Situation actuelle des ressources hydrauliques de la wilaya	27
II.9.2. Assainissement	27
II.10. Les inondations de l'oued Echouk	28
Conclusion	28
Chapitre III : Etude hydrologique	29
III.1 Introduction	29
III.2 Etude des caractéristiques hydro-morpho métriques du bassin versant	29
III.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié	30
III.3.1. Surface du bassin versant	30
III.3.1.1 Périmètre du bassin versant	30
III.3.1.2 Longueur du talweg principal	30
III.3.2 Caractéristiques de forme	30
III.3.2.1. Indice de compacité de Gravelius "Kc"	31
III.3.3. Rectangle équivalent	31
III.4. Le relief	32
III.4.1. Les altitudes caractéristiques	32
III.4.2. Répartition et courbe hypsométrique	33
III.4.3. Les indices de pente	36
III.4.3.1. Indice de pente globale I_g	36
III.4.3.2. Pente moyenne du bassin versant (I_m)	37
III.5. Le réseau hydrographique	38
III.5.1. Densité de drainage	38
III.5.2. Pente moyenne du cours d'eau principal	39
III.6. Calcul du temps de concentration du bassin versant	40

Table des matières

III.7. Etude des précipitations	44
III.8. Traitement statistique des données	46
III.8.1. Test d'homogénéité.....	46
III.8.2. Ajustement statistique des pluies maximales journalières	50
III.8.3. Choix de la loi d'ajustement	54
III.8.4. Calcul de l'intensité moyenne de la précipitation.....	55
III.9. Etude hydrologique du bassin versant BV N°2	57
Conclusion	58
Chapitre IV : Etude des crues	59
IV.1. Introduction	59
IV.2. Méthodes d'estimation des débits de crue.....	59
IV.2.1. Méthodes statistiques.....	59
IV.2.2. Méthodes empiriques.....	59
IV.3. Calculs des débits de crue pour le bassin BV°1	60
IV.3.1. Rappel des caractéristiques hydrologiques des bassins	60
1-Formule de Mallet –Gauthier :	61
2- La formule de Turazza.....	61
3- La formule de Sokolowski.....	62
4. La Méthode SCS	62
Conclusion.....	65
IV.4 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky:	65
IV.5. Calcul du débit Pour le bassin versant N2.....	67
IV.5.1. Données pluviométriques	67
IV.5.2. Calcul des intensités pluviales	68
IV.5.3. Calcul des débits de crue par la Méthode rationnelle	68
Conclusion.....	69

Chapitre V : Étude des variantes d'aménagements	70
V.1 Introduction.....	70
V.2 Etude de l'inondabilité de l'oued Echouk.....	70
V.2.1 Recensements des points noirs d'inondations.....	70
1-Exutoire de l'oued Echouk	70
2-Zones urbanisés du Centre Ain trick vulnérable aux crues	72
V.3 Dimensionnement hydraulique du canal de l'oued Echouk	72
V.3.1 Rappels Hydrauliques	72
1. Les écoulements à surface libre	72
2. Les régimes d'écoulement.....	73
3. Types d'écoulement à surface libre.....	74
4. Type des canaux	75
5. Paramètres géométriques	75
V.4 Simulation et Présentation du logiciel HEC-RAS	77
V.5 Données topographiques : Etablissement des profils en travers des oueds	78
V.6 Résultats de simulation de l'oued non aménagé.....	78
V.6.1 Graphique.....	78
V.6 .2 Les résultats de la simulation HEC-RAS résumé dans le tableau.....	80
V.7 Variantes d'aménagement de l'oued Echouk	81
V.7.1 But d'aménagement	81
V.7.2 Variantes	82
V.8 Calculs hydrauliques.....	84
V.9 Calculs hydrauliques avec le logiciel Canal 21	85
V.9.1 Introduction des débits dans le logiciel.....	85
V.10 Choix d'aménagement	89
V.11 Simulation de l'écoulement avec HEC Ras de l'oued aménagé.....	90
Conclusion	91

Chapitre VI : Etude de la station de relevage	92
VI.1 Introduction :	92
VI.2 Présentation du système d'assainissement et de relevage projeté	92
VI.3 Présentation de la STEP d'Ain Sfiha.....	92
VI.4 Dimensionnement de la station de relevage	93
VI.4.1 Estimation des eaux usées	93
VI.4.2 Calcul du Débit de dilution Q_d	97
VI.5 Dimensionnement du collecteur gravitaire.....	97
VI.6 Calcul des vitesses et des hauteurs de remplissage	97
VI.7 Dimensionnement et vérification des conduites d'auto- curage.....	98
VI.8 Variantes d'aménagement et emplacement de la station de relevage	102
VI.9 Dimensionnement du Degrilleur de la station	103
VI.9.1 Caractéristiques du dégrilleur	103
VI.10 Choix du système de pompage	104
VI.10.1 Calcul du diamètre économique	104
VI.10.2 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	104
VI.11 Calcul du diamètre économique	105
VI.12 Choix du type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)	107
VI.13 Dimensionnement de la fosse réceptrice (puisard).....	108
VI.14 Choix du moteur électrique :	109
VI.14.1 Critères du choix du moteur :	109
VI.15 Protection contre les coups de béliers	112
VI.15.1 Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers	112
VI.15.2 Calcul du volume du réservoir d'air	113
VI.15.3 Calcul de la célérité d'ondes.....	113
VI.15.4 Calcul par la méthode de Vibert	115
VI.15.5 Volume d'air du réservoir anti bélier.....	115

VII.15.5 Volume d'air du réservoir anti béliet	115
Conclusion	116
Chapitre VII : Organisation du Chantier et Estimation du Coût de Projet.....	120
VII.1 Introduction	120
VII.2 Généralités	120
VII.2.1 Installations du chantier	120
VII.2.2 Différents travaux à entreprendre.....	122
VII.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	122
VII.3 .1 Matérialisation	122
VII.3 .2 Nivellement	122
VII.3 .3 Excavation des tranchées	122
VII.3 .4 Remblayage des tranchées	122
VII.4 Engins utilisés	122
VII.5 Calcul des volumes des travaux et estimation du coût de projet	124
VII.5.1 Volume de déblai des tranchées	124
VII.5.1.1 Largeur de la tranchée	124
VII.5.1.2 La profondeur de la tranchée	124
VII.5.2 Volume des remblais autour des ouvrages	124
VII.6 Pose de la conduite de refoulement	126
VII.7 Emplacement des canalisations	126
VII.8 Exécution des travaux	126
1. Décapage de la couche végétale.....	126
A/ Profondeur de la tranchée	126
B/ Largeur de la tranchée	126
C/ Volume des déblais des tranchées	126
2.Remblai des tranchées.....	128
VII.9 Planification	128
VII.9.1 Les paramètres de la méthode CPM	128
VII.9.2 Le chemin critique.....	129
Conclusion	133

Table des matières

Conclusion générale	135
Références bibliographiques.....	137