



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HAMMACHE Tahar

ZAID Nabil

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

Protection de la ville Ain Trick contre la pollution et les inondations

Soutenu le **28/06 /2017** Devant le jury composé de :

- Présidente: **Mme. BOUNAB. N.**
- Promoteur (s) : **Mr. BEDJOU. A**
- Examineur (s) : **Mr BENZERRA. A.**

Résumé

Le métier d'hydraulicien comporte plusieurs tâches parmi elle l'évacuation des eaux usées et assurer leur rejet on milieux récepteur sans nuire à ce dernier. Une autre tâche étant la lutte contre les inondations à fin de préserver la sécurité des riverains mais aussi les biens publics.

Dans ce travaille on a étudié le cas de la ville Ain Trick qui en plus souffrir des rejets de ses eaux usées dans l'exutoire naturelle son leur passage par une station d'épuration, est sujet à divers inondations dues au oueds qui passent par la ville.

Notre travail consiste tout au long de ce document a mètre on place une étude qui vise l'acheminement des eaux usées de la ville ver une station d'épuration en premier temps, et la protection de la ville contre les inondations quelle pourrais subir dans de jour futures.

Mots clés : évacuation ; eaux usées ; Ain trick ; inondations ; station d'épuration ;

Abstract

The job of hydraulic engineer includes several tasks among it the evacuation of the waste water and ensure their rejection without harming the environment. Another task is the fight against the floods in order to preserve the safety of the local residents but also the public goods.

In this work we studied the case of the city Ain Trick which in addition of suffering from the discharges of its waste water in the natural outlet its passage through a waste water treatment plant, is subject to various flood due to the wadis passing by the city.

This document represented a study that we have made and which aims the conveyance of the sewage of the city to a sewage treatment station, and the protection of the city against the floods which could undergo in future.

Keywords: evacuation; Waste water; Ain trick; Floods; waste water treatment plant

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon grand-père SALAH qui aurais ton aimer assister à se jours. Même si tu n'es plus parmi nous, tu vivras a tout jamais dans nos cœurs. Que dieux t'accueille dans son vaste paradis.

A ma très chère grand-mère Ouardia que j'appelle «Yemma », tu es comme une deuxième mère que j'ai le privilège d'avoir. J'en remercie dieux de m'avoir béni ta présence et je pris pour qu'il te garde encore à mes côtés.

A mon père et ma mère : vous êtes le soleil qui illumine mes journées, la lune qui éclaire mes nuits, ceux qui m'aimerons pour ce que je suis et ce que je serais, ceux qui malgré les années qui passeront, les rides qui se dessineront sur mon visage, et que malgré les âges me verront toujours comme leur petit garçon.

A mon frère Rabah, et ma sœur Zahra.

A mon Oncle Abdou-Alghani et toute sa famille surtout au petit Omar, à mes tente Nadia et Zahia .

A mon oncle Mahfoud et toute sa famille.

A mes Très chers amis : RYAD, Mokrane (MICO), JUGURTHA, FERHAT, NACERDINE, Hayette, MERIEME , AMINA , SOUAD.

A ZAID Nabil un ami et un camarade de longue date, et un frère avec qui j'ai tant rigolé, mais aussi celui qui a Œuvrer avec moi pour la réalisation de ce travail, je te dis merci pour tout

DEDICACES

A mes parents les plus chers au monde qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon cursus. Vous avez fait de moi ce que je suis aujourd'hui, et je vous dois tout.

Que se Modest travail soit l'exhaussement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que nous ne vous en acquitterons jamais assez. Puisse dieu, le très haut, vous accordés santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais nous ne vous décevons.

A mes très chers frères : (Ouali et Zakaria)

A ma chère petite sœur : (Yamina Youssra)

A toute la famille ZAID et BOUAHMED grands et petits.

A mes très chère amis : KOCEILA ; FARES ; BRAHIM alias « Moustapha » ; MOHAND ; ARZEKI ; FAYSAL ; HAKIM ; TAOUES ; HAYETTE ; MERIEM ; AMINA.

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

A HAMMACHE Tahar, on a travaillé dument pour finir se travail, je me souviendrais toujours de ces moment qu'on a passé ensemble même les plus bref t'est un ami et un frère et je te dis merci.

Et a toute la promotion hydraulique urbaine

A toutes les personnes qui ont participé a l'élaboration de ce travail

Sommaire

Introduction générale :.....	1
------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1) Introduction :.....	2
I-2) Situation géographique :	2
I-3) Situation topographiques :	3
I-4) Situation hydrographique :	4
I-5) Situation démographique :	6
I-6) Caractéristiques climatiques de la zone d'étude ;.....	8
I-7) Situation hydrauliques :	11
I-7-1) Etat de l'assainissement de la ville d'Ain trick :	11
I-7-2) Travaux projeté :	12
I-8) Conclusion :.....	12

Chapitre II : Généralités sur l'assainissement et les inondations

II-1) Introduction	13
II-2) Généralités sur l'assainissement	13
II-2-1) Généralitéssur les eaux résiduaires :	13
II-2-1-1) Les caractéristiques des eaux résiduaires :	13
II-2-1-2) Lesouvrage d'assainissement :	14
II-2-2) Les réseaux d'égout :	15
II-2-2-1) Différents systèmes d'évacuations des eaux usées et pluviales :	15
II-2-2-2) Eléments constitutifs du réseau d'assainissement :	17
II-2-3) Station de pompage :	21
II-2-3-1) Mis en service :	22
II-2-3-2) Entretien courant :	23
II-2-3-3) Incidents d'exploitation.....	23
II-2-4) Coup de béliers :	24

II-2-5) Les stations d'épurations :	25
II-3) Généralité sur les crues et les inondations :	25
II-3-1) Définitions :	25
II-3-2) Facteurs aggravant les crues :	27
II-3-3) Les types d'inondations :	27
II-3-4) Limiter le risque d'inondation :	29
II-4) Conclusion :	30

Chapitre III : Etude de la station de relevage

III-1) Introduction :	31
III-2) Présentation du système d'assainissement projeté :	31
III-3) Estimation des charges hydrauliques:.....	31
III-3-1) Estimation des débits des eaux usées :	31
III-3-1-1) Calcul du débit moyen des eaux usées :	32
III-3-1-2) Evaluation du débit de pointe :	34
III-4) Présentation de la STEP d'Ain Sfiha :	34
III-5) description des variantes pour le refoulement :	35
III-5-1) Choix du type des conduites	37
III-5-2) Dimensionnement de la conduite de refoulement :	37
III-5-3) Calcule des puissances des pompes :	38
III-6) Résultats de calcule des deux variantes	39
III-6-1) Conclusion :	45
III-7) Implantation de la station de relevage :	45
III-8) Dimensionnement de la station de relevage :	45
III-8-1) Débit des pompes :	45
III-8-2) Hauteur d'élévation :	45
III-8-3) Hauteur géométrique:	45
III-8-4) Pertes de charge :	45
III-8-4-1) Calculs des pertes de charge linéaires :	46
III-8-4-2) Pertes de charge singulières :	46
III-8-5) Choix des pompes.....	47
III-8-5-1) Choix du type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) :	47
III-8-6) Caractéristique de la bêche :	48
III-8-6-1) Volume de la bêche :	48

III-8-6-2) Description de la station de relevage :	48
III-9) Protection contre le coup d béliier :	51
III-10) Conclusion :	51

Chapitre IV : Etude hydrologique

IV-1) Introduction :	53
IV-2) Analyse des paramètres du bassin versent :	53
IV-2-1) Paramètres géométriques :	53
IV-2- 2) L'indice de forme du bassin :	54
IV-2-3) Largeur moyenne :	55
IV-2-4) Calcul des dimensions du rectangle équivalent :	55
IV-3) Les Paramètres du relief :	56
IV-3-1) courbe hypsométrique :	56
IV-3-2) Altitude moyenne :	59
IV-3-3) L'indice de pente globale IG :	60
IV-3-4) Calcul de la dénivelée spécifique :	60
IV-3-6) Indice de pente moyenne du thalweg principal :	61
IV-4) Densité de drainage :	62
IV-5) Coefficient de torrentialité :	62
IV-6) Calcul du temps de concentration :	64
IV-6-1) Choix du temps de concentration :	67
IV-6-2) Conclusion :	67
IV-7) Etude pluviométrique :	67
IV-7-1) L'ajustement la série des pluies a la loi de Log-normal :	70
IV-7-2) Ajustement a la lois de GUMBEL	71
IV-7-3) Conclusion :	72
IV-8) Calcul des apports liquide :	72
IV-9) Etude des crues :	74
IV-9-1) Etude des crues pour le Sous bassin versent 01 :	74
IV-10) Conclusion :	84

Chapitre V : Dimensionnement des canaux

V-1) Introduction :	85
V-2) Rappelle sur l'écoulement à surface libre :	85

V-2-1) Classification des écoulements :	85
V-2-2) Les caractéristiques géométriques de l'écoulement à surface libre :	86
V-2-3) Canal prismatique :	88
V-2-3-1) La formule de CHEZY pour l'écoulement uniforme :	88
V-2-3-2) Le cas particulier de la conduite circulaire :	90
V-2-3-3) Notion de section la plus avantageuse :	92
V-2-3-4) Le Nombre de FROUDE :	93
V-3) Dimensionnement des ouvrages :	93
V-3-1) Aménagement de l'oued 1 sud d'Ain Trik (SBV1):	93
V-3-1-1) Dimensionnement du canal trapézoïdal :	94
V-3-1-2) Calcul de la hauteur normale :	94
V-3-1-3) La hauteur spécifique :	95
V-3-1-4) Calcul de la hauteur critique h_c :	96
V-3-1-5) Calcul de la pente critique I_c :	97
V-3-1-5) Conclusion :	100
V-3-2) Aménagement de l'oued 2 nord de Ain Trik (SBV2) :	100
V-3-2-1) Dimensionnement du canal rectangulaire :	100
V-3-2-2) Calcul de la hauteur normale h_n :	101
V-3-2-3) Calcul de la hauteur spécifique :	102
V-3-2-4) Calcul de la hauteur critique h_c :	102
V-3-2-6) Conclusion :	105
V-4) Conclusion du chapitre :	106
 Conclusion générale	 107

LISTE DES FIGURES

Figure (I-1) : <i>Image Google MAPS de la zone d'étude traversée par Oued Echouk</i>	2
Figure (I-2) : <i>situation de la commune de Ain Trick</i>	3
Figure (I-3) : <i>les Bassin versent concerné par l'étude</i>	5
Figure (I-4) : <i>diagramme d'évolution de la Population 1987-2008</i>	6
Figure (I-5) : <i>graphe du Taux d'accroissement et variation population</i>	7
Figure (I-6) : <i>température annuelle de la zone d'étude</i>	9
Figure (I-7) : <i>précipitations annuelles</i>	10
Figure (I-8) : <i>évaporation</i>	11
Figure (II-1) : <i>schéma d'un réseau unitaire</i>	15
Figure (II-2) : <i>schéma d'un réseau séparatif</i>	16
Figure (II-3) : <i>schéma d'un réseau pseudo séparatif</i>	16
Figure (II-4) : <i>emplacement des bouches d'égout</i>	19
Figure (II-5) : <i>Eléments constitutifs des stations de relevage</i>	22
Figure (II-6) : <i>cours d'eau en absence de crues d'inondation</i>	26
Figure (II-7) : <i>cours d'eau et inondation des alentours</i>	26
Figure (II-8) : <i>Crue à Queens Park (Grande-Bretagne) - Piéton en danger</i>	27
Figure (II-9) : <i>La Gérine lors des crues de 2005 en Suisse</i>	28
Figure (II-10) : <i>inondation marine</i>	28
Figure (II-11) : <i>inondation par la remontée de nappe</i>	29
Figure (III.1) : <i>station d'épuration d'Ain Sfiha</i>	35
Figure (III-2) : <i>présentation des variantes d'aménagement</i>	
Figure (III-3) : <i>présentation du profil en long pour la variante N°1</i>	41
Figure (III-4) : <i>présentation du profil en long pour la variante N°2</i>	44
Figure (III-5) : <i>schéma type de la station de relevage.</i>	
Figure (IV-1) : <i>courbe hypsométrique du SBV1</i>	58
Figure (IV-2) : <i>courbe hypsométrique du SBV2</i>	59

Figure (IV-3) : Carte pluviométrique II de la zone d'étude	68
Figure (IV-4): Histogramme des pluies max journalières annuelle de l'échantillon	69
Figure (IV-5): représentation graphique de l'ajustement à la loi log-normal	71
Figure (IV-6): représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL	72
Figure (IV-7) : courbe des pluies fréquentielles	77
Figure (IV-8) : Courbe intensité-durée-fréquence	77
Figure (IV-9) : Hydrogramme de crue pour différentes période de retour	82
Figure (V-1) : section mouillée d'un canal	86
Figure (V-2) : périmètre mouillé d'un canal	86
Figure (V-3): profondeur d'eau	87
Figure (V-4) : largeur au plan d'eau	87
Figure (V-5) : largeur du radier	87
Figure (V-6) : vitesse et débit 'écoulement dans une conduite a section circulaire partiellement pleine	91
Figure (V-7) : carte map info définissant les tronçons dimensionnés	93
Figure (V-8) : la hauteur « h_n » en fonction du débit « Q »	95
Figure (V-9) : interface CANAL 21 pour le canal de section trapézoïdale	98
Figure (V-10) : Y_n en fonction de Q	98
Figure (V-11) : y_c en fonction de Q canal trapézoïdale	99
Figure (V-12) : représentation du canal trapézoïdal avec le logiciel CANAL 21	99
Figure (V-13) : Schéma coupe type du canal de section trapézoïdal	100
Figure (V-14) : h_n en fonction de Q canal rectangulaire	101
Figure (V-15) : interface graphique du logiciel canal 21 pour le canal de section rectangulaire	103
Figure (V-16) : Y_n en fonction de Q du canal rectangulaire	104
Figure (V-17) : Y_c en fonction de Q du canal rectangulaire	104
Figure (V-18): représentation du canal rectangulaire avec le logiciel CANAL 21	105
Figure (V-19) : schéma coupe type du canal de section rectangulaire	105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Evolution de la population de la commune d'Ain Trick	6
Tableau (I-2) : Evolution du taux d'accroissement et de variation de population	6
Tableau (I-3) : Estimation de la population pour différents horizons de calcul	7
Tableau (I-4) : population d'Ain trick	8
Tableau (I-5): Répartition de la température de la zone d'étude	9
Tableau (I-6) : Vitesses des vents	9
Tableau (I-7): Répartition mensuelle des précipitations	10
Tableau (I-8): Evaporation moyenne mensuelle et moyenne inter –annuelle	10
Tableau (II-1) : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux d'assainissement	17
Tableau (III-1) : Dotation en fonction de la taille de l'agglomération	32
Tableau (III-2) : Les équipements constituant notre zone d'étude	33
Tableau (III-3) : Majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie	33
Tableau (III-4) : Evaluation du débit moyen Futur du Centre d'Ain Trick : Horizon 2042	34
Tableau (III-5) : Evaluation du débit de pointe Futur du Centre d'Ain Trick : Horizon 2042	34
Tableau (III-6) : détermination de diamètre de refoulement	38
Tableau (III-7) : Résultats de calculs de la première variante	40
Tableau (III.8): Résultats de calcul de la deuxième variante	43
Tableau(III.9) : calcul des pertes de charge totales pour la conduite de refoulement (variante N°2)	46
Tableau(III.10) : caractéristique des pompes disponibles	47
Tableau (III.11) : données d'entrée du dimensionnement de la grille	49
Tableau (IV-1) : paramètres géométriques du SBV1 et SBV2	53
Tableau (IV-2) : forme du bassin versant selon le coefficient de Gravius K	54
Tableau (IV-3):paramètre du rectangle équivalent pour SBV1et SBV2	56
Tableau (IV-4): répartition de la surface par tranche d'altitude SBV1	56
Tableau (IV-5): répartition de la surface par tranche d'altitude SBV2	57
Tableau IV- 6: altitude caractéristique du bassin versant	60

Tableau (IV-7) : dénivelé et indice de pente globale de SBV1 et SBV2	60
Tableau (IV-8) : La classification D'O.R.S.T.O.M selon D_s (type de relief)	61
Tableau (IV-9) : indice de pente moyenne des SBV1 et SBV2	61
Tableau (IV-10) : l'indice de pente moyenne des deux talwegs SBV1 et SBV2	62
Tableau (IV-11) : densité de drainage pour les deux sous bassin versant	62
Tableau (IV-12) : Coefficients de torrentialité des sous bassin versant (SBV1 et SBV2)	63
Tableau (IV-13) : Caractéristiques du Bassin versant (SBV1 et SBV2)	63
Tableau (IV-14) : calcul des temps de concentration	66
Tableau (IV-15) : série des précipitations max journalières annuelles de la station fermatou	68
Tableau IV-16 : Caractéristique de l'échantillon	70
Tableau (IV-17) : résultat de l'ajustement à la loi de Log –normal	70
Tableau (IV-18) : résultats test de khi carré	71
Tableau (IV-19) : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	71
Tableau IV-20 : résultat de l'ajustement par la loi de GUMBEL	72
Tableau (IV-21) : récapitulatif des Apports Liquides	74
Tableau (IV-22) : Le résultat de calcul des pluies de courte durée pour les période de retour 5 ans , 10ans , 20 ans , 50ans , 100 ans	74
Tableau (IV-23) : intensité de pluie de période de retour T	75
Tableau IV-24 : pluies fréquentielles « ptc » et intensités de pluie « It » pour différent « t »	76
Tableau (IV-25) : calcul du débit max par la formule de Turazza	78
Tableau (IV-26) : débit critique maximum avec la loi de GIANDOTTI	79
Tableau (IV-27) : débit critique avec la formule rationnelle	79
Tableau (IV-28) : valeur Y selon le bassin versant	80
Tableau (IV-29) : calcul des débits avec la formule de Sokolvsky	80
Tableau (IV-30) : récapitulatif sur des débits maximum de crue	80
Tableau (IV-31) : hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour	82
Tableau (IV-32) : Pluie de courte durée pour différentes période de retour	83
Tableau (IV-33) : débit maximum à l'exutoire du SBV2 pour différentes période de retour	83
Tableau (V-1) : propriétés géométriques des sections courantes	88
Tableau (V-2) : valeurs de n et m selon le type de parois	89
Tableau (V-3) : propriétés géométrique et hydraulique d'une conduite coulant partiellement pleine	91
Tableau (V-4) : caractéristiques hydrauliques de la section optimale pour différentes géométries	92

Tableau (V-5) : itération pour le calcul de la hauteur normal	94
Tableau (V-6) : détermination de la hauteur normale	95
Tableau (V-7) : approximations successive pour le calcul de la hauteur critique	96
Tableau (V-8) : approximations successive pour le calcul de la hauteur normale	101
Tableau (V-9) : interpolation linéaire pour le calcul de la hauteur h_n	101
Tableau (V-10) : approximations successive pour le calcul de h_c	102

Liste des abréviations :

ANRH	Agence national des ressources hydrique
DBO5	Demande biochimique en oxygène 5
DCO	Demande chimique en oxygène
DOT	Dotation
EU	Eaux usées
Fex	Frais d'exploitation
Hgeo	Hauteur géométrique
HMT	Hauteur manométrique total
LTG	Largeur du thalweg
Max	Maximum
MES	Matière en suspension
Min	Minimum
Moy	Moyenne
N	Nombre
N°	Numéro
PEHD	Polyéthylène haute densité
PNE	Plant national de l'eau
POP	Population
Re	Rendement électrique
Rh	Rendement hydraulique
RN	Route national
SBV	Sous bassin versant
SR	Station de relevage
STEP	Station d'épuration
TN	Terrain naturel

Liste des symboles

A :	Aire [m ²]
B :	Exposant climatique [-]
b' :	Largeur [m]
C :	Coefficient de Chézy [-]
Cr :	Coefficient de rejet [-]
Ct :	Coefficient de torrentialité [-]
Cwh:	Coefficient de Hazen Williams [-]
D :	Diamètre [mm]
Dd :	Densité de drainage [km ⁻¹]
Ds :	Dénivelé spécifique [m]
d :	Epaisseur des barreaux [mm]
E :	Energie consommé [kwh]
e :	Ecartement des barreaux [mm]
Fr :	Nombre de Froude [-]
g :	Accélération de pesanteur [m/s ²]
H :	Hauteur [m]
Hs :	Hauteur spécifique[m]
Ic :	Pente critique [mm]
Ig :	Indice de pointe globale [m/km]
Jl :	Perte de charges linéaire [m]
Js :	Perte de charge singulière [m]
Ks :	Coefficient régosité [m]
Kc :	Indice de gravilus [-]
Kp :	Coefficient de pointe [-]
L :	Longueur[m]
m :	Fruit des talus [mm]
n :	Nombre d'année [-]
P :	Population future [-]
P₀:	Population actuelle [-]
Pa :	Puissance des pompes [kw]
Ptc :	Pluit fréquentielle [mm]
p :	Périmètre [m]

Q :	Débit [l/s]
Q_p :	Débit de pointe [l/s]
R :	Rayon hydraulique [m]
Re :	Nombre Reynolds [-]
S :	Surface [m ²]
Sc :	Section de critique [m ²]
Si :	Surface partielle [m ²]
T :	Taux d'accroissement [-]
T_c :	Temps de concentration [h]
T_d :	Temps d'écrus [h]
T_m :	Temps de monté [h]
T_s :	Temps de séjour [h]
U :	Vitesse [m/s]
V :	Volume [m ³]
V_p :	Vitesse a plein section [m/s]
y_c,h_c :	Hauteur critique [m]
α :	Coefficient de Ruissellement [-]
β :	Fraction de surface [-]
δ :	Coefficient de colmatage [-]
γ :	Viscosité cinématique [m ² /s]
λ :	Coefficient des pertes [-]
Σj :	perte de charges totales[m]

**INTRODUCTION
GENERALE**

Introduction générale

La gestion durable de l'eau est l'un des axes principaux du développement durable. Elle doit répondre aux besoins des générations futures en termes de qualité et de quantité. L'ingénieur hydraulicien est amené pendant tout le long de sa carrière professionnelle à la bonne gestion de cette ressource vitale, que ce soit pour la consommation, pour la préservation de la santé publique, ou pour la protection des riverains et de l'environnement.

En Algérie le problème de l'assainissement et du traitement des eaux usées restent persistant ; le pays mène depuis une décennie une bataille pour régler définitivement le problème. Le site officiel de L'office national de l'assainissement (<http://ona-dz.org>) révèle un chiffre 139 stations d'épuration en exploitation par L'ONA (chiffre du mois d'avril 2017), mais certaines agglomérations restent dans l'incapacité de traiter les effluents d'eau usées qu'elles rejettent.

Le territoire national connaît aussi plusieurs inondations, une étude Réalisée par un consortium de bureaux d'études espagnols et hollandais, sous la direction de la société espagnole Ofiteco en partenariat avec le ministère des Ressources en eau et de l'environnement, révèle l'existence, en Algérie, de 689 sites à risques d'inondations dont 50 à haut risque parmi lesquels 24 impliquent une intervention prioritaire.

La commune d'Ain Trick de la wilaya de Sétif représente le cas typique du réseau d'assainissement conventionnel, dont les eaux usées sont rejetées dans l'exutoire naturel sans traitement préalable. On tient à préciser que la wilaya de Sétif bénéficie d'une station d'épuration « Station d'épuration de Ain Sfiha » qui pourrait prendre en charge le traitement des rejets de l'agglomération.

Cette commune est aussi sujet a plusieurs inondations dues aux crues des oueds qui la traversent, et a l'absence d'infrastructures hydrauliques pour l'évacuation des débits excédentaires des eaux pluviales.

L'étude, menée dans les différents chapitres du présent document, a pour but de trouver les solutions adéquates pour l'évacuation des eaux usées de l'agglomération pour leur traitement aux niveaux de la station d'épuration d'Ain Sfiha .Et l'aménagement des cours d'eau longeant la localité d'Ain Trick.

CHAPITRE I :

**PRESENTATION
DU SITE D'ETUDE**

I-1) Introduction :

Située à moins de six kilomètres au sud de la ville de Sétif, la citée Aïn Trick, à l'instar des autres cités situées à la périphérie du chef-lieu de commune, loin d'honorer les gestionnaires de la ville. En effet les habitants de cette agglomération se plaignent de différents problèmes notamment le risque d'inondation de l'oued Echouk et sa pollution due au rejet direct des eaux usées de l'agglomération.

Le présent chapitre a pour but de donner une présentation générale de la localité Ain trick.

I-2) Situation géographique :

Ain trick est situé 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 :

- L'ouest : MECHTAT OULAD BOUDIL .
- Est : MECHTAT BIR SMAR .
- Nord : MECHLAT KHEDAD.
- Sud : MECHLAT BENOUIDJA .



Figure (I-1) : Image Google MAPS de la zone d'étude traversée par Oued Echouk

La carte ci-dessous permet de localiser la wilaya de Sétif ainsi que la zone d'étude « Ain Trick » délimité dans le rectangle rouge.

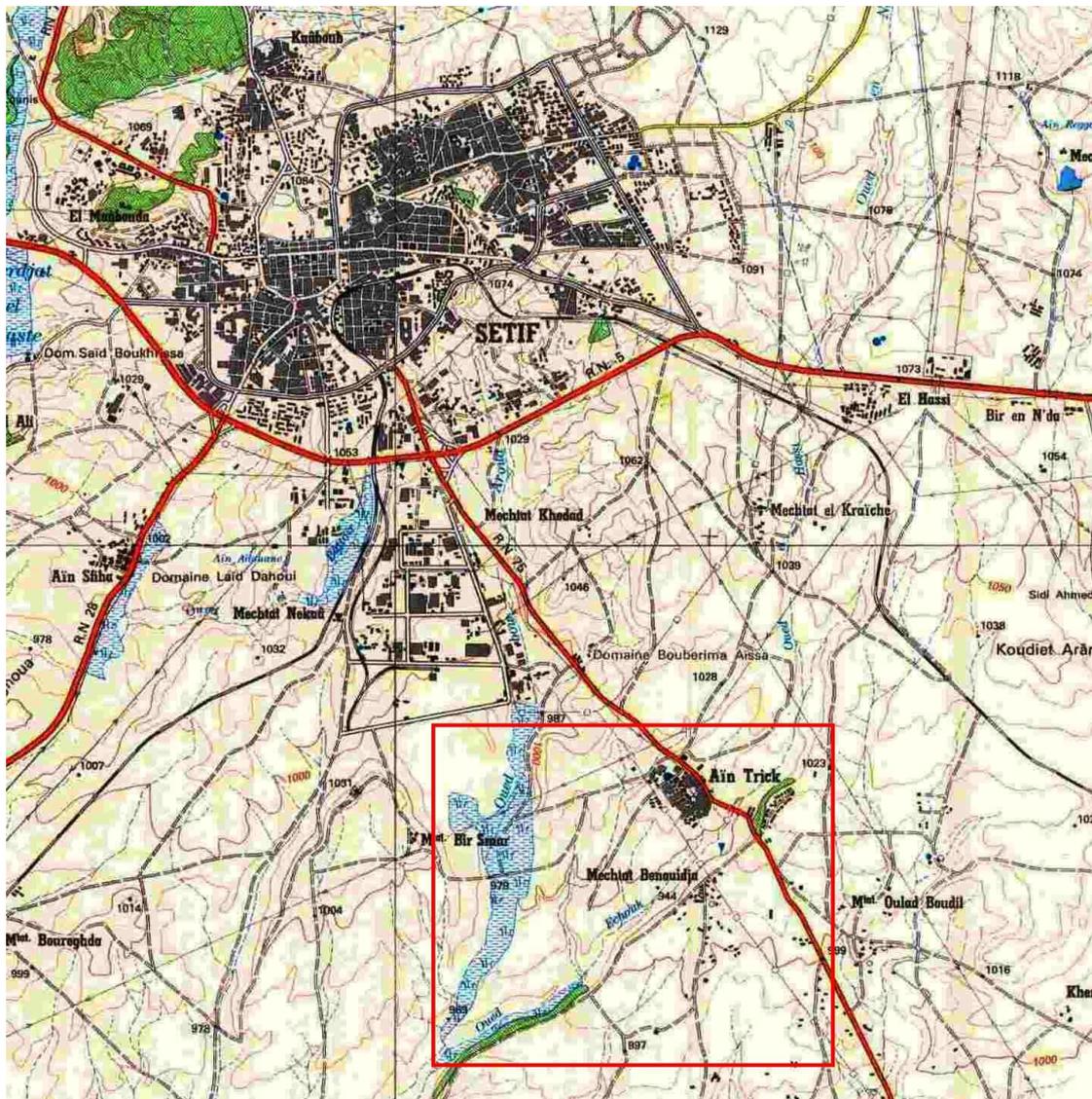


Figure (I-2) : situation de la commune d'Ain Trick [1]

I-3) Situation topographiques :

Située à 300 kilomètres à l'est d'Alger, à 65 km de Bordj Bou Arreridj et à 132 km de Constantine, dans la région des Hauts-Plateaux au sud de la Petite Kabylie, la ville se situe à 1 100 mètres d'altitude.

Sétif capitale des hauts de plateaux, avec une altitude majeure de 1300 m est décomposé on 3 grandes zones :

- Une zone montagneuse au Nord ;
- Une zone des hautes plaines ;

- Une lisière au sud.
- **La zone montagneuse au Nord** : représentée par la chaîne des Babors qui s'étend sur plusieurs kilomètres et couvrant pratiquement le nord de la wilaya où on rencontre des cimes élevées dont la montagne de Babor avec 2004 m, Sidi Mimoune 1646 m (Commune Beni Aziz), et Tilioune 1698m (Commune Ait Tizi)
- **La zone des hautes plaines** : elle occupe la région centrale de la wilaya dont l'altitude varie entre 800 et 1300 mètres. **Et englobe le site d'étude**
 - Au nord Djebel Megress 1737 m (Ain Abessa)
 - A l'Est Djebel Braou 1263 m (Bazer Sekra)
 - Au Sud Djebel Boutaleb-Aferhan 1886m (Boutaleb)
 - Au centre Djebel Youcef Afehane 1442 m (Guedjal Bir Hadada)

- **La lisière au sud :**

Renferme des cuvettes ou les chotts :

- Chott El Beida près du Hammam Sokhna ;
- Chott El Frein près Ain Lahdjar ;
- Chott El Melloul de Guellal.

I-4) Situation 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.

L'Oued *Echouk* qui traverse le périmètre d'étude de Ain Trick est situé dans le prolongement de l'Oued *El Hassi*, alimenté par le talweg Ouest de la ville de Sétif, limité par la ligne de partage des eaux de Sidi *Haider* et l'Oued *Nachef*. Du côté Est limité par *Djebel Snebel El Djouala*.

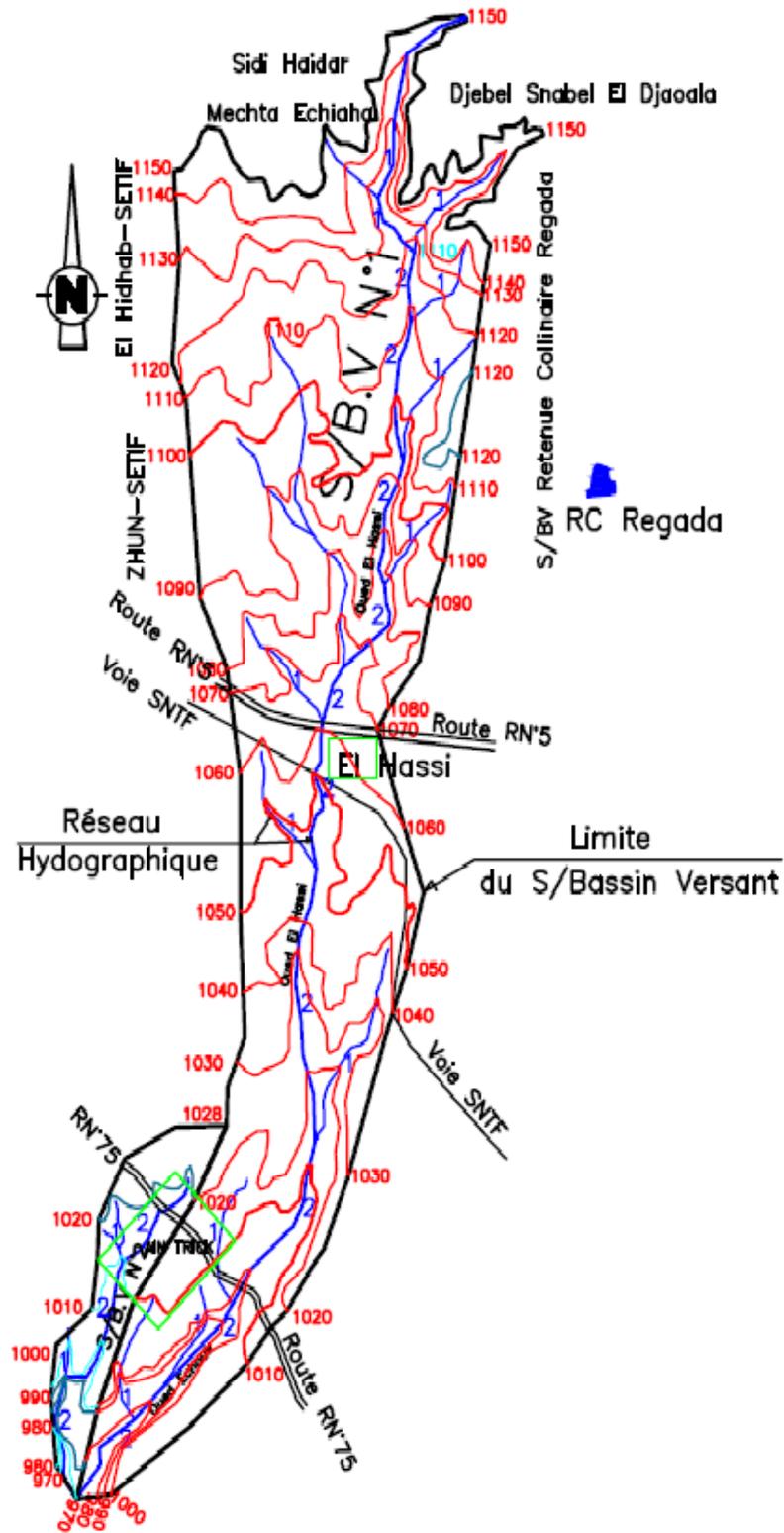


Figure (I-3) : les Bassin versent concerné par l'étude

I-5) Situation démographique :

a) Population actuelle :

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

Tableau (I.1) : *Evolution de la population de la commune d'Ain Trick.*

recensement	RGPH 1987	RGPH 1998	RGPH 2008
Nombre d'habitants	3692 hab.	6393 hab.	12433 Hab.

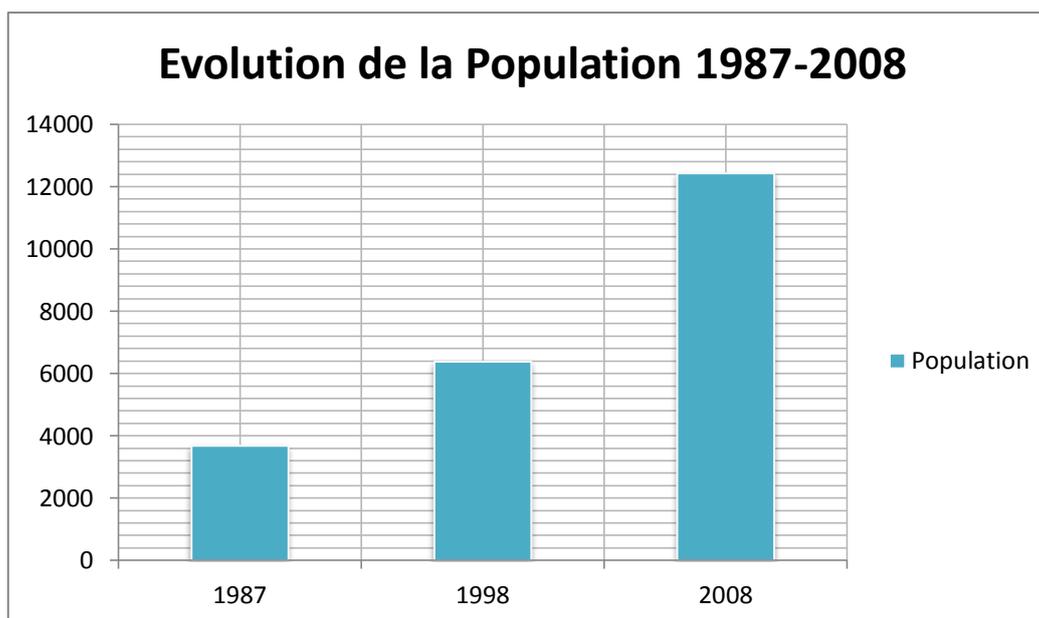


Figure (I-4) : *diagramme d'évolution de la Population 1987-2008*

A travers l'examen du diagramme d'évolution de la population, on relève que l'agglomération secondaire de Ain Trick a enregistré une très forte augmentations de la population. Elle est passée de 3692 habitants en 1987, à 12433 en 2008. Cette situation est la conséquence du flux migratoire provoqué par la délocalisation de l'habitat précaire de la ville de Sétif.

b) Evolution du taux d'accroissement

Tableau (I-2) : *Evolution du taux d'accroissement et de la population*

RGPH	1987-1998	1998-2008
Taux d'accroissement (%)	5.12	6.88
A population (%)	73.16	94.48

Source : DRH de Sétif

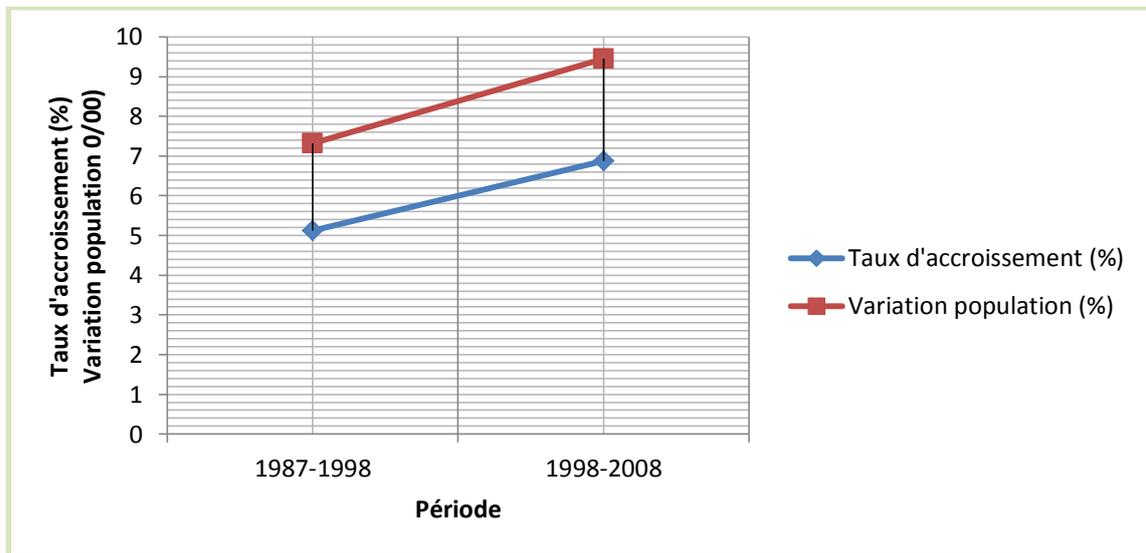


Figure (I-5) : graphe du Taux d'accroissement et variation de la population

c) Programme d'extension, de densification et restauration

Les besoins en fonciers pour l'extension de Ain Trick ont été estimés à partir de l'évolution de la population à court terme (2009), moyen terme (2014), et à long terme (2024) à travers les taux d'accroissement mentionnés dans le tableau ci-dessous. [1]

Tableau (I-3) : Estimation de la population pour différents horizons de calcul

Désignation	POP.	Taux accrois. (%)	POP.	Taux accrois. (%)	POP.	Taux accrois. (%)	POP.	Taux accrois. (%)
Année	RGPH 2008	/	2009	/	2015	/	2025	/
AS AinTrick	12433	9.71	13640	1.62	15018	1.59	17584	1.59

D'après le tableau on remarque que le taux d'accroissement se stagne à partir de 2015 à 1,59% (source URBAS/PDAU de Sétif)

d) Estimation de la population future :

La population future est estimée en appliquant la méthode des intérêts composés :

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots(I-1)$$

Avec : P : population future à l'horizon considérés

P₀ : Population actuelle

T : taux d'accroissement égal à 1,59%

n : nombre d'années envisagées pour l'étude, séparant les 2 horizons (2017 et 2042).

n = 2042-2017 = 25 années

La population future estimée à l'aide de la formule des intérêts composés est présentée dans le tableau (I-5) ci-dessous.

Tableau (I-4) : population de Ain trick

Zone	Population		
	2015	2017	2042
Ain Trick	15018	15499	22992

e) 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 d'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.

I-6) Caractéristiques climatiques de la zone d'étude ;

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.

a) 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.

Le tableau ci dessous résume les températures mensuelles enregistrées sur la zone

Tableau (I-5): Répartition de la température de la zone d'étude :

Mois	Jan	Fé	Mar	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)

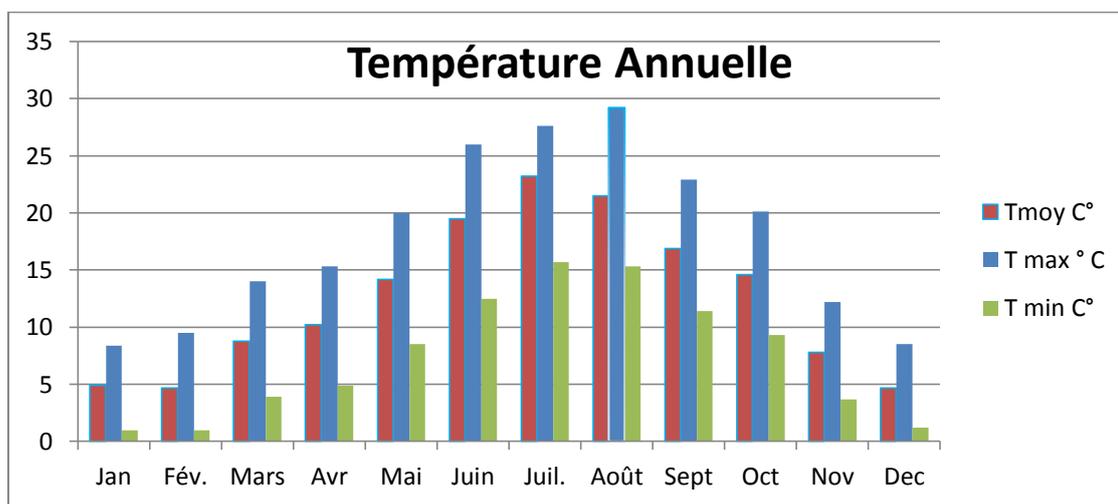


Figure (I-6): température annuelle de la zone d'étude

b) 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 (I-6) : Vitesses des vents

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Umoy (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
Umoy 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
Umax (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

c) Pluviométrie :

➤ **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.

➤ **Répartition mensuelle de la pluie moyenne :**

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

Tableau (I-7): Répartition mensuelle des précipitations

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	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

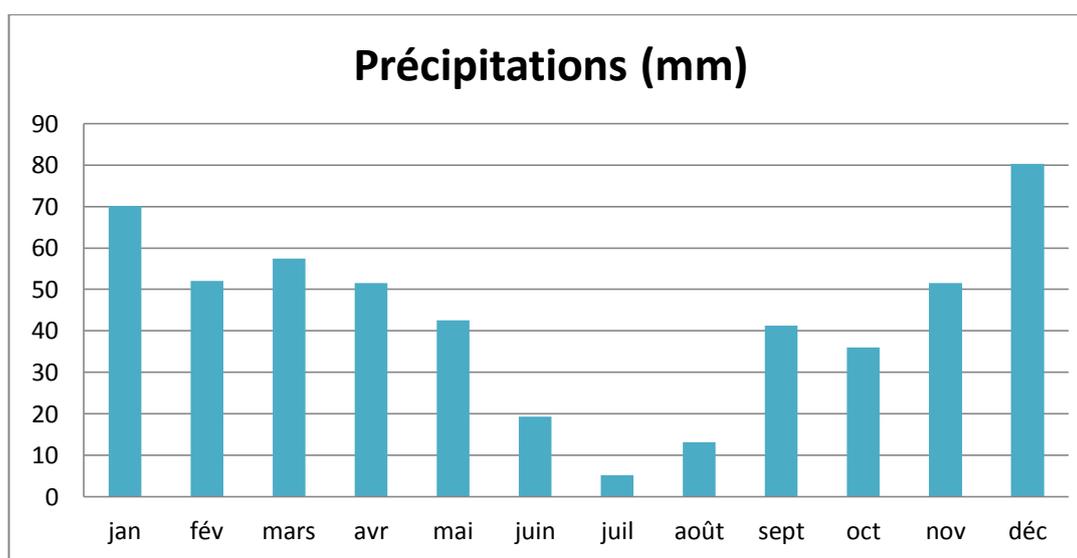


Figure (I-7) : précipitations annuelles

d) Evaporations:

Le mois de juillet est le mois où on enregistre l'évaporation la plus élevée de l'année, soit 290,20 mm tandis que le mois de décembre est le mois où l'on enregistre l'évaporation la plus basse, soit 50,80 mm

Tableau (I-8): Evaporation moyenne mensuelle et moyenne inter -annuelle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	An
Evaporation (mm)	35,2	50,6	100,6	103,0	141,8	223,6	290,20	262,80	130,2	117,8	50,8	31,00	1537,6
Evaporation %	2,29	3,29	6,54	6,70	9,22	14,54	18,87	17,09	8,47	7,66	3,30	2,02	100,00

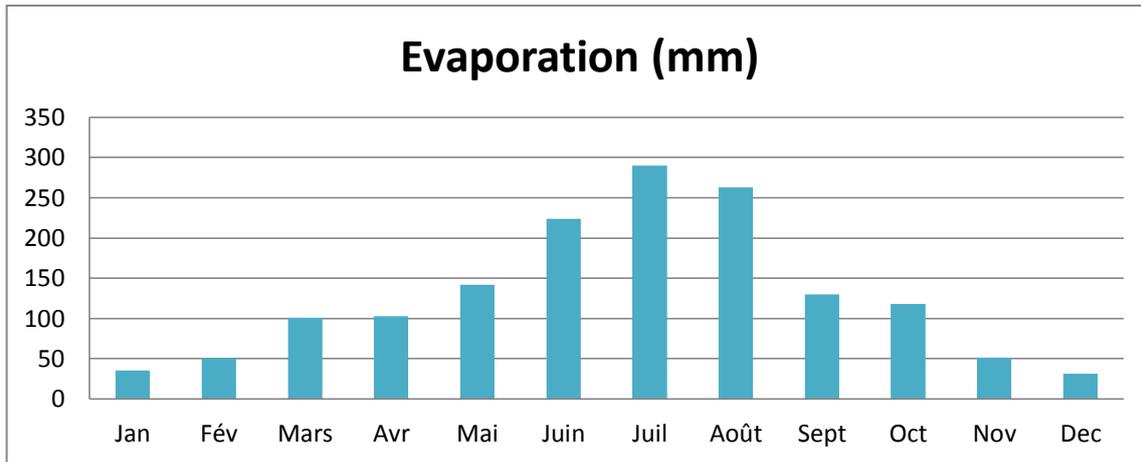


Figure (I-8) : évaporation moyenne

I-7) Situation hydrauliques :

La commune de Sétif par sa superficie et sa situation démographique possède 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.

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

I-7-1) Etat de l'assainissement de la ville d'Ain trick :

- 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 directs à ciel ouvert polluent considérablement l'environnement.
- 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.

- En période pluvieuse, une surface considérable de la commune est exposée aux risques d'inondation, par débordement de l'oued Echouk ce dernier constitue une contrainte pour la commune.

I-7-2) Travaux projeté :

- Le réseau d'assainissement projeté prendra en charge tous les rejets des eaux usées domestiques d'Ain Trick qui seront collectée vers la station de relevage à projeter en contre bas d'Ain Trick et leurs refoulements vers la STEP de Ain Sfiha.
- L'aménagement des deux oueds qui travers l'agglomération de Ain trick par la consolidation des berges de ces dernier ou par le dimensionnement de canaux on béton armée.

I-8) Conclusion :

Les données présentées dans ce chapitre donnent un aperçus de la situation de l'agglomération de Ain trick, leur valeur sont de première ordre , car elle seront primordiales dans le dimensionnement des différents ouvrages pour l'acheminement des eaux usées de l'agglomération vers la station d'épuration de Ain Sfiha ainsi que l'aménagement des deux cours d'eau qui passe par Ain Trick.

CHAPITRE II :

**GENERALITES SUR
L'ASSAINISSEMENT
(Pollution et inondations)**

II-1) Introduction

Les problèmes concernant l'environnement et la protection des milieux naturels sont à l'ordre du jour. L'un des plus importants est celui qui concerne l'évacuation et l'épuration des eaux résiduaires. Un autre point important concerne les inondations, ces dernières causent de graves pertes humaine et matérielle.

C'est pourquoi il est important de développer les connaissances en matière de conception et de dimensionnement des ouvrages de collecte, d'épuration et d'évacuation des eaux.

II-2) Généralités sur l'assainissement

II-2-1) Généralités sur les eaux résiduaires :

De manière générale une eau résiduaire est une eau dont le déversement a pour effet de provoquer ou d'accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est rejetée.

Cette pollution peut être provoquée par des matières en suspension, colloïdales ou en solution d'origine organique ou chimique.

De par leur origine on peut distinguer :

- Les eaux résiduaires urbaines provenant des W.C, cuisines, salle d'eau, buanderies etc. et dans le cas d'un réseau unitaire les eaux pluviale et de lavage de voirie, ces eaux contiennent presque exclusivement des matières organique dont la décomposition putride provoque la pollution du milieu récepteur.
- Les eaux résiduaires industrielles qui peuvent être chargées des matières les plus diverses, organique ou chimique.[2]

II-2-1-1) Les caractéristiques des eaux résiduaires :

a) Caractéristique physique :

- Température : elle varie avec l'altitude et la saison. Même par des températures de 15°C à 20°C une eau d'égout ne se solidifie pas s'il n'y a pas d'apport important d'eau de source ou d'eau pluviale.
- Odeur : l'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable. Une odeur nauséabonde indique une eau qui commence à fermenter par stagnation soit dans le réseau d'égout soit avant son rejet.
- Couleur : elle est normalement grisâtre. La couleur noire indique une décomposition partielle. Les autres teintes sont d'origine industrielle.
- Débit : il est essentiellement variable suivant les heures de la journée. Le débit moyen journalier sur 24 h. dépend lui-même de la saison et surtout du milieu social de la collectivité et du degré de confort des logements.

b) Composition :

Une eau d'égout peut contenir les matières les plus diverses dont le classement est difficile. Nous l'établissons ci-dessous en fonction des opérations les plus usuelles de traitement au sein d'une station d'épuration :

❖ *Matières inertes :*

Eléments grossiers	{	Matières flottantes
		Matières minérales lourdes.

Matières en suspension {
 Décantables $d > 1 \text{ mm}$
 Non décantables $d < 1 \text{ mm}$

Matières colloïdales.

Matières en solution.

❖ *Micro-organismes :*

Agents de l'épuration : bactéries, amibes, protozoaires, champignons, etc.

Nuisibles : microbes pathogènes, virus etc.

c) Critères caractéristiques.

- Matières en suspension décantables :

On désigne leur poids à l'état sec exprimé en mg/1 par le sigle MES. Elles constituent le dépôt obtenu au bout de 2 heures dans une éprouvette conique graduée d'une contenance de 1 litre le volume ainsi obtenu s'exprime en cm^3 .

- Demande biochimique d'oxygène en 5 jours :

Le sigle est DB05 : c'est la quantité d'oxygène exprimée en mg/1, nécessaire pour oxyder les matières organiques contenues dans une eau résiduaire avec l'aide des micro-organismes, en 5 jours à la température de 20°C .

- Demande chimique d'oxygène :

Le sigle est DCO : c'est la quantité d'oxygène exprimée en mg/1 consommée immédiatement par une eau résiduaire en combinaison avec les matières oxydables sans intervention des micro-organismes.

- Degré d'acidité ou pH :

Le pH 7 indique une eau neutre.

Le pH inférieur à 7 indique une eau acide.

Le pH supérieur à 7 indique une eau basique.

- Valeur moyenne des critères caractéristiques :

L'eau d'égout d'une collectivité à l'exclusion de tout apport d'origine industrielle présente les caractéristiques moyennes suivantes :

MES : 400 mg/1. DCO : 700 mg/1.

DB05 : 360 mg/1. pH : 6,5 à 7.

II-2-1-2) Les ouvrages d'assainissement :

Les deux principes directeurs de tout système d'assainissement :

- Evacuer rapidement et sans stagnation, loin des habitations, tous les déchets d'origine humaine ou animale susceptibles de donner naissance à des putréfaction ou à des odeurs.
- Eviter que les produits évacués puissent, par leur destination finale souiller des eaux Souterraines quelle qu'en soit la nature, des cours d'eau, des lacs, le littoral de la mer dans des conditions dangereuses.

Pour satisfaire à ces principes un ensemble d'assainissement comporte :

- Les ouvrages d'évacuation : les branchements particuliers, le réseau d'égout, et les ouvrages annexes.
- Les appareils d'élevation qui peuvent se situer soit sur le réseau d'égout, soit dans la station d'épuration
- La STEP des eaux usées qui comporte différents ouvrages dont la conception est fonction du débit et de la nature des eaux à épurer.

II-2-2) Les réseaux d'égout :

II-2-2-1) Différents systèmes d'évacuations des eaux usées et pluviales :

L'évacuation des eaux usées domestiques, rejetées par l'agglomération et les eaux pluviales, peut être assurée au moyen des systèmes d'évacuation suivants:

a) Le système unitaire :

L'assainissement des eaux se fait au moyen d'un seul collecteur qui recueille les eaux usées et les eaux pluviales. Appelé aussi «tout-à-l'égout »

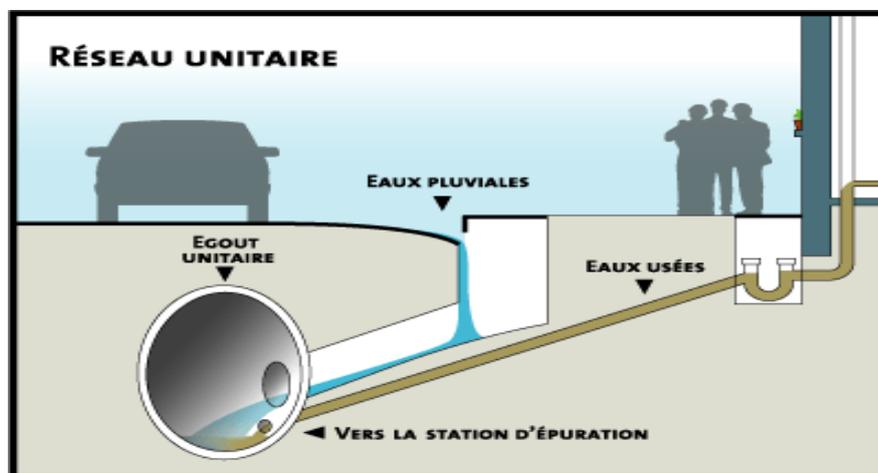


Figure (II-1) : schéma d'un réseau unitaire

b) Système séparatif :

L'assainissement des eaux se fait cette fois-ci au moyen de deux collecteurs, l'une est légèrement plus grande destinée à recevoir les eaux pluviales, et l'autre plus petite pour les eaux usées. Ce système présente par ailleurs certains avantages :

- Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées, sans aucun contact avec l'extérieur.
- Il assure à la station d'épuration qui traite les eaux collectées un fonctionnement régulier. [3]

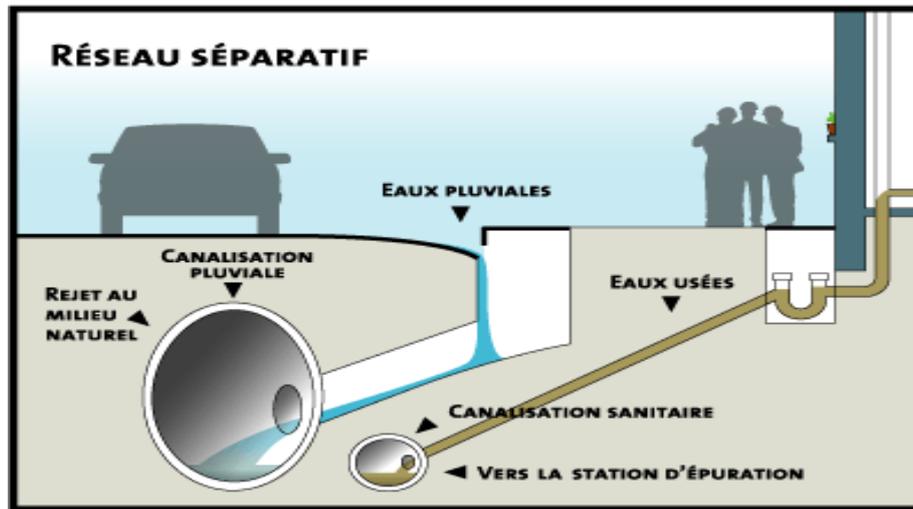


Figure (II-2) : schéma d'un réseau séparatif

c) Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.
- L'autre provenant des toitures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. [3]

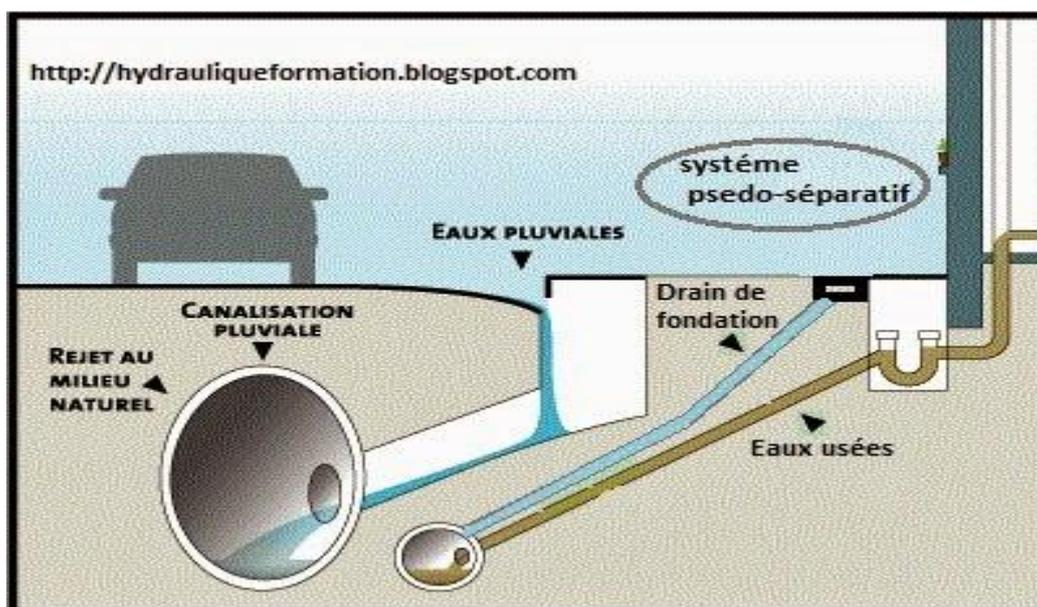


Figure (II-3) : schéma d'un réseau pseudo séparatif.

Tableau (II-1) : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux d'assainissement

Systèmes	Avantages	Inconvénients
Unitaire	-conception simple: un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol.	-débit à la station d'épuration très variable. -rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées-eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Séparatif	- exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques.	- encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement.
Pseudo-séparatif	- Eaux usées et eaux de ruissellements des habitations combinées. - pas de risque d'erreurs de branchement.	-coût d'exploitation plus élevé pour mise en place de deux réseaux.

II-2-2-2) Eléments constitutifs du réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement se subdivise en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux.
- Ouvrages annexes.

a) Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

a. Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine.

- Désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre,
- Ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre.

b. Type de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination. [3]

❖ Conduits en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

❖ Conduits en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de

tuyaux ont une rupture brutale mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit suffisante. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armé pour des canalisations visitables.

❖ Conduits en béton armé :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.

❖ Conduits en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans la zone industrielle.

❖ Conduits en amiante-ciment

Les conduites et pièces de raccord en amiante ciment se composent d'un mélange de ciment portland et d'aiment en fibre.

Ce genre de conduites se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; a emboitement ou sans emboitement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 a 5 m les joints sont exclusivement de type préformé.

❖ Conduites en matière plastique :

La matière plastique usuelle pour les évacuations est le chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié. Les conduites sont opaques et de couleur normalisée (grise claire) elles ne doivent pas être employées lorsque la température de l'effluent est supérieure 35°C. Ce types de conduites elles present les caractéristiques suivent :

- Résistance aux chocs
- Résistance à la corrosion chimique
- Adaptation à la déformation
- Facilité de pose et de transport

c. Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction

- De la nature du sol (agressivité, stabilité)
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises
- Du milieu à traverser

b) Ouvrages annexes :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants, nous les trouvons aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

a. Branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement du réseau.

Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

b. Fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

c. Caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

d. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées).

On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50 m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouts afin d'absorber le flot. d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

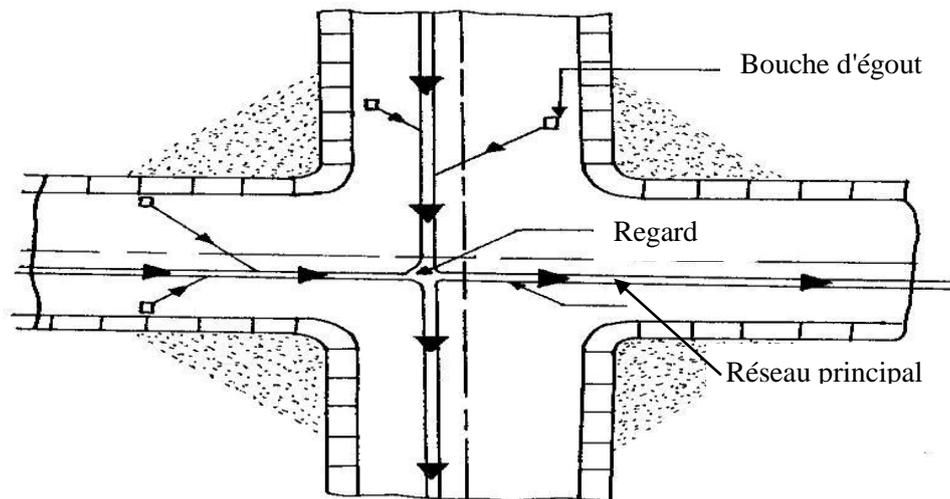


Figure (II-4) : *emplacement des bouches d'égout*

e. Les Regards :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

f. Les regards de chasse:

Quand les pentes et les débits sont insuffisants. On dispose en tête de réseau un réservoir de chasse, qui assure le curage de réseau sur certaine longueur.

Le volume du réservoir de chasse est estimé au dixième (1/10), du volume de la conduite.

g. Les regards de visite:

Les regards d'accès sont des éléments constitutifs essentiels à tous les types de réseau d'égout car ils permettent:

- Pour les ouvrages visitables, l'accès des personnels pour les travaux d'entretien et de curage.
- Pour les ouvrages non visitables, l'accès à ceux –ci par des engins de curage ou par les caméras de TV.

h. Les regards de jonction:

Ces regards forment le point d'unification de deux collecteurs de même diamètre ou non.

Ils sont construits de telle façon à savoir:

- Une aération des collecteurs en jonction.
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.

i. Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètre différents.

j. Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.

k. Regard double : Ils sont utilisés pour le système séparatif.

l. Regard de chute : Ils sont placés dans les terrains à forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50 m en terrain accidenté.
- 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction.
- A chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- A chaque changement de pente.
- A chaque changement de diamètre.

m. Déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage est un ouvrage en béton constitué d'un bassin rectangulaire ou carrée, muni de déversoir a seuil unique ou a seuil latéral ou frontal d'une de délestage des eaux pluviales dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur et d'intercepter les débits des eaux diluées vers le réseau. [3]

m.1. Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station de relevage des eaux usée.
- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur avant leurs projections.

m.2. Type des déversoirs :

On distingue des différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de différent Stations (STEP, SR) :

- Les déversoirs à seuil latéral
- Les déversoirs à seuil frontal
- Les déversoirs avec ouverture du radier
- Les déversoirs siphoniques
- Les déversoirs automatiques
- Les déversoirs à barrage gonflable.

n. Dégrilleurs :

Les dégrilleurs ont pour objet la rétention à l'amont des parties canalisées, des siphons, a l'entrée des station de pompage et d'épuration, les corps volumineux entraînés par les eaux pluviales ou les eaux usées au cour de leur écoulement dans les canalisation d'assainissement.

L'appareillage comprend trois parties :

Une pré-grille fixe s'arrêtant a mi-hauteur au maximum, du plus haut niveau des eaux et destinée a retenir les déchets lourds ou volumineux.

Une grille mécanique a commandes automatique destinée à retenir et à extraire les déchets peu volumineux et les corps flottants qui seront stockés dans des conteneurs pour évacuation. La section de passage devra être au moins égale à celle du collecteur.

Une grille statique sera éventuellement construit à coté et dans le même plans que la grille mécanique à laquelle elle se substituera partiellement dans le cas accidentel d'une panne en permettant ainsi le dégrillage manuel.

Une grille est constituée d'une rangée de barreaux verticaux parallèles.

II-2-3) Station de pompage :

Les stations de pompages sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau haut à un autre plus haut, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire. [5]

On distingue :

- ❖ **Un poste de relèvement** : est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur de devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.
- ❖ **Un poste de refoulement** : a pour objet de faire transiter les effluents sous pression, souvent sur une assez grand longueur, ou sur une assez grand hauteur de refoulement pour franchir un obstacle particulier (rivière, relief, ...ect) ou pour atteindre une station d'épuration éloignée.

Une station de pompage est constituée par :

- a. **Une bête de stockage** temporaire ou de reprise des effluents, équipée en amont d'un dégrillage et d'une chambre de dessablement ce qui est souhaitable pour limiter les effets abrasifs et assurer la pérennité des matériels hydro-électrique en retenant les déchets volumineux et une échelle qui permet d'accéder a la bête.
 - b. **Un ensemble hydroélectrique** constitué d'une ou plusieurs motopompes, immergées ou non, des tuyauteries et appareillage nécessaires a l'exhaure des effluents.
- Une chambre additionnelle ; constitue les équipements hydraulique :

Un clapet anti retour ; évite la vidange du circuit hydraulique après l'arrêt des pompes et la protection du moteur électrique de ne pas se tourné dans le sens inverse lors du retour de l'eau.

- Une vanne ; placé après le clapet permet d'isoler les pompes lors de l'entretien et du démontage.
- Anti bélier ; permet de protéger l'installation hydraulique.
- Une armoire de commande.

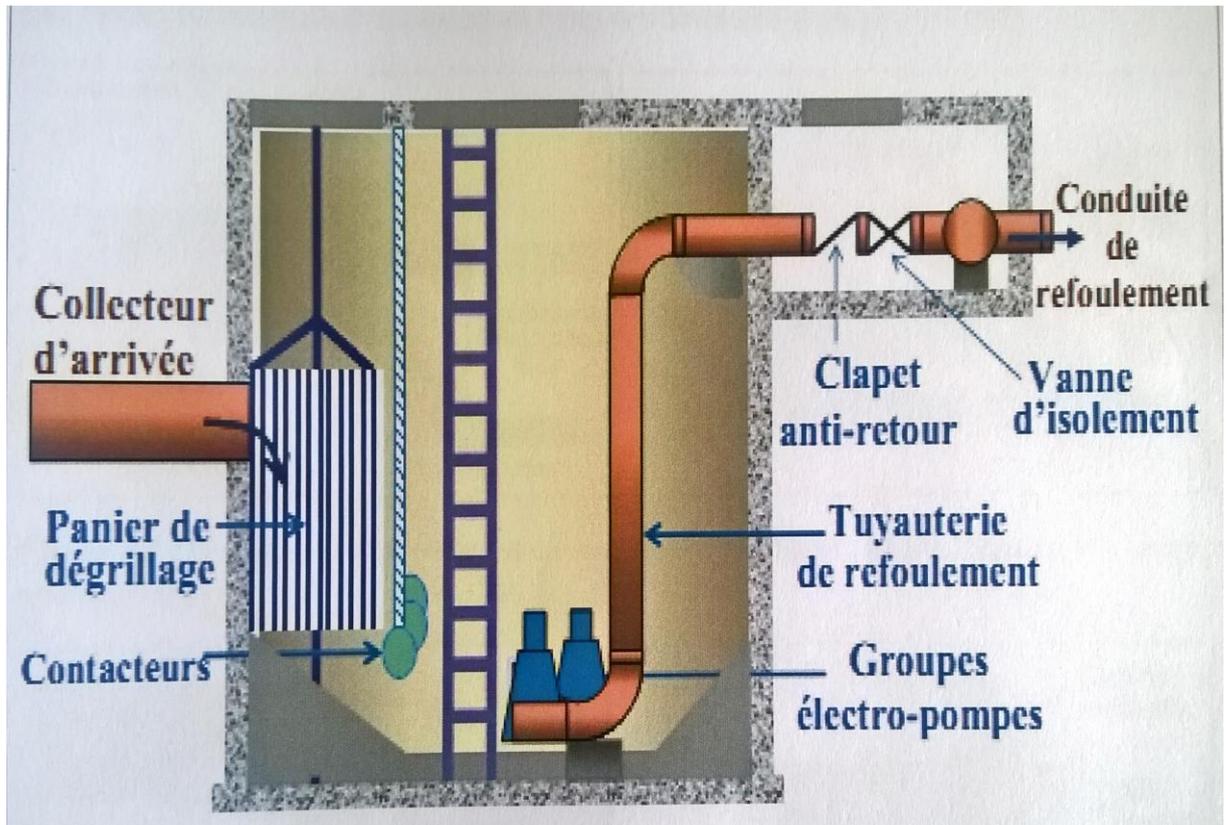


Figure (II.5) : Eléments constitutifs des stations de relevage

II-2-3-1) Mis en service :

a) Avant le démarrage.

S'assurer de la parfaite propreté de la bache de pompage. Graissage suivant notice du constructeur.

Vérifier que le rotor tourne librement à la main.

Vérifier la tension du courant et le branchement du moteur en étoile ou en triangle.

Vérifier le sens de rotation par un court démarrage; en cas de rotation contraire inverser deux phases.

Vérifier que les vannes d'aspiration et de refoulement sont ouvertes et que les clapets s'ouvrent librement.

Amorcer la pompe en remplissant le corps de pompe.

b) Après le démarrage :

- Vérifier que les paliers ne chauffent pas.
- Vérifier qu'il n'y a pas de fuites aux joints des tuyauteries.
- Lorsqu'à la mise en service le débit de l'effluent est inférieur au débit prévu, diminuer la capacité utile de la bache de pompage pour éviter la stagnation.

II-2-3-2) Entretien courant :

a) Vannes et clapets :

Tous les systèmes de pompage comportent des vannes et clapets :

- Le volant d'une vanne ne doit jamais être bloqué en position ouverte ou fermée. Lorsque l'on sent la résistance de butée, faire un ou deux tours en sens inverse pour débloquer l'opercule.
- Certaines vannes sont placées par sécurité et ne sont jamais manœuvrées en période normale. Il faut néanmoins les faire fonctionner mensuellement pour éviter leur blocage.
- Les clapets doivent être particulièrement surveillés et manœuvres manuellement à chaque visite du poste.

b) Bâche de pompage

- Éviter l'accumulation des graisses et matières diverses sur les parois en les nettoyant au jet d'eau.
- Tous les mois, vider complètement la bâche en mettant une pompe en marche manuelle et nettoyer les boues déposées sur le radier au jet d'eau.

II-2-3-3) Incidents d'exploitation

❖ Le groupe motopompe ne démarre pas :

Le disjoncteur a déclenché.

Le dispositif de commande automatique ne fonctionne pas (contacteurs de niveau à mercure ou discontacteur à flotteur).

Les contacts électriques sont sales et produisent des étincelles.

Les connexions sont relâchées ou les fusibles sont grillés.

Le moteur est en court-circuit ou grillé.

❖ Le débit diminue.

La turbine de la pompe est obstruée. Un bouchon de boue s'est déposé devant l'orifice d'aspiration.

La canalisation de refoulement est obstruée. Il y a une entrée d'air à l'aspiration. Dégagement gazeux de l'eau résiduaire. Les vannes sont restées partiellement fermées. Les clapets s'ouvrent insuffisamment.

❖ La dépense d'énergie est excessive.

- A la mise en service :

La hauteur manométrique est inférieure à celle qui était prévue.

La vitesse de rotation est excessive : la vérifier avec un compte-tours.

- En cours d'exploitation :

Les garnitures de presse-étoupe sont trop serrées. La turbine est obstruée et il y a frottement sur le corps de pompe.

Par augmentation de la densité ou de la viscosité de l'eau résiduaire.

❖ Le groupe motopompe fait un bruit anormal.

- A la mise en service : Mauvais alignement moteur-pompe.

La pompe est insuffisamment amorcée et il y a une poche d'air.

- En cours d'exploitation :

Un corps dur s'est introduit dans la turbine. Un roulement du moteur est grippé. La pompe est insuffisamment graissée.

❖ Des mauvaises odeurs se dégagent de la bête

On peut y remédier :

- soit en baissant le régulateur de niveau de mise en marche pour diminuer le volume utile d'accumulation dans la bête,
- soit par une addition d'eau de javel à raison de 4 g de chlore actif par m³ d'eau.

II-2-4) Coup de béliers :

En ce qui concerne les dispositifs anti-béliers susceptibles d'être utilisés les remarques suivantes peuvent être faites :

- La cheminée d'équilibre est techniquement valable mais sa mise en place peut se heurter à de nombreuses difficultés : esthétique, grande hauteur pour éviter le débordement au démarrage le plan d'eau pouvant dépasser la cote piézométrique, prix.
- Le volant d'inertie est d'autant plus efficace que la vitesse de rotation du moteur est grand (3000 t/mn) type de moteur n'acceptant pas les démarrages rapprochés, ce qui est ici généralement le cas, par ailleurs le volant d'inertie ne peut être utilisé avec les pompes immergées.
- Le ballon anti-bélier est mal adapté aux faibles et moyennes hauteurs d'élévation, ce qui est généralement le cas pour le refoulement d'eau usées.

II-2-5) Les stations d'épurations (STEP) :

L'épuration est un ensemble de techniques qui consiste à purifier les eaux usées domestiques et ou industrielles avant de les rejeter en milieu naturel. Le rôle de la STEP est de traiter les eaux, protéger la santé publique, aussi elle assure une protection de tous les composants de l'environnement à savoir (l'eau, le sol, les nappes et l'air). Et aussi la réutilisation de ces eaux dans divers domaines.

Les paramètres essentiels qui doivent être pris en compte pour le choix d'une technologie de traitement doivent tenir compte :

- Des caractéristiques des eaux usées (DBO, DCO, MS)
- Des conditions climatiques
- De la disponibilité du site.
- Des conditions économiques (coût de réalisation et d'exploitation)
- Des facilités d'exploitation des gestions et d'entretien

II-3) Généralité sur les crues et les inondations :

Souvent le mot crue est confondu avec inondation alors que ses deux ont une définition différente.

II-3-1) Définitions :

a) La crue :

C'est la montée temporaire des eaux dans les différentes parties d'un cours d'eau », qu'il y ait ou non débordement du lit mineur. [6]

b) Inondation :

C'est une submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée. C'est le débordement des eaux lors d'une crue. L'inondation caractérise le dommage causé du point de vue de l'homme.

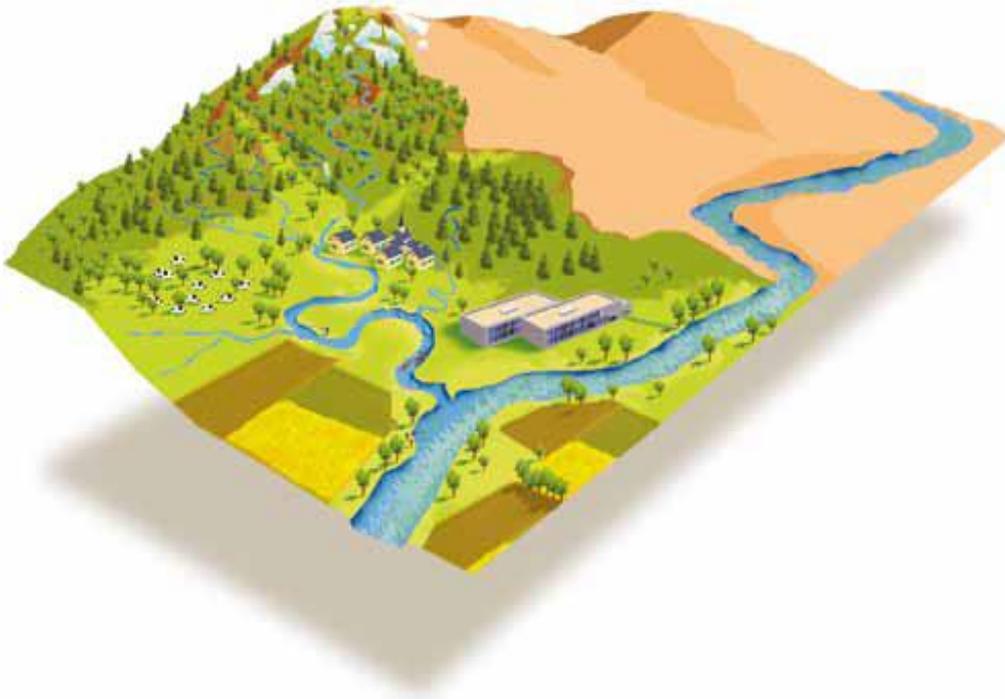


Figure (II-6) : cours d'eau en absence de crues d'inondation



Figure (II-7) : cours d'eau et inondation des alentours

II-3-2) Facteurs aggravant les crues : [6]

- ✓ L'intensité pluviométrique ;
- ✓ La durée résultant du passage de plusieurs perturbations successives ;
- ✓ Le relief qui peut avoir deux effets : l'accroissement des intensités pluviométrique et une augmentation des vitesses d'écoulement ;
- ✓ Un réchauffement induisant un apport de fonte nivale ;
- ✓ Une imperméabilisation des surfaces
- ✓ Les obstacles naturels ou anthropiques (relatif à l'activité humaine)

II-3-3) Les types d'inondations : [8]

a) Les inondations de plaine :

Elles sont dues aux épisodes pluviométriques d'intensité modérée et prolongée, sur des bassins versant de moyen à grand. Cette inondation est caractérisée par une montée lente des eaux. La submersion peut tenir assez longtemps des jours à des semaines.

b) Les inondations par ruissellement, en secteur urbain ou rural :

Ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ils touchent beaucoup plus les petits bassins versants. Et sont très difficiles à prévoir.



Figure (II-8): *Inondations de Bab el Oued 2001*

Les inondations par crues torrentielle :

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés.



Figure (II-9) : *Les inondations de Ghardaia 01/10/2008*

c) Les inondations marines :

C'est une submersion de la zone côtière par la mer. Elle se produit lors des événements météorologiques violents.



Figure (II-10) : *inondation marine*

d) Les inondations dues à la remontée des nappes :[8]

Les nappes phréatiques sont également dites « *libres* » car aucune couche imperméable ne les sépare du sol. Elles sont alimentées par la pluie. On dit que la pluie recharge la nappe.

C'est durant la période hivernale que la recharge survient car :

- les précipitations sont les plus importantes,
- la température y est faible, ainsi que l'évaporation,
- la végétation est peu active et ne prélève pratiquement pas d'eau dans le sol.

A l'inverse durant l'été la recharge est faible ou nulle. Ainsi on observe que le niveau des nappes s'élève rapidement en automne et en hiver, jusqu'au milieu du printemps. Il décroît ensuite en été pour atteindre son minimum au début de l'automne.

Lorsque plusieurs années humides se succèdent, le niveau d'étiage peut devenir de plus en plus haut chaque année. Traduisant le fait que la recharge naturelle annuelle de la nappe par les pluies est supérieure à la moyenne, et plus importante que sa vidange annuelle vers les exutoires naturels qui est le cours d'eau est plus importante.

Si dans ce contexte, des éléments pluvieux exceptionnels surviennent, au niveau d'étiage inhabituellement élevé. Le niveau de la nappe peut alors atteindre la surface du sol. La zone non saturée est alors totalement envahie par l'eau lors de la montée du niveau de la nappe c'est l'inondation par remontée de nappe.



Figure (II-11) : inondation par la remontée de nappe

II-3-4) Limiter le risque d'inondation : [9]

Afin de limiter les risques liés aux inondations on peut citer comme solution

- ✓ Interdire l'implantation humaines dans les zone les plus dangereuse, ou quelque que soient les aménagements, la sécurité des personnes ne peut être garantie intégralement, et les limiter dans d'autre zone non inondables ;
- ✓ Eviter tout endiguement ou remblaiement qui ne serait pas justifier par la protection de lieux fortement urbanisés ;
- ✓ Sauvegarder l'équilibre des milieux naturel notamment les zones humides (marais, tourbières, prairies humides ...) ou autres éléments du paysage (haie, talus, foret) qui joue un rôle très important de stockage et de rétention de l'eau ;

II-4) Conclusion :

L'assainissement des eaux se fait via plusieurs ouvrages hydrauliques, qui permettent le transit du flux d'eau jusqu'à son point de rejet. Le choix des ouvrages se fait par l'hydraulicien pour avoir un fonctionnement optimum du réseau pour assurer la préservation du milieu naturelle et de la santé publique.

Les crues et les inondations sont de genèse aléatoire donc difficiles à prévoir. Car elles sont liées à différents phénomènes naturelles.

Les inondations ont des conséquences désastreuse sur les villes, c'est pourquoi une meilleur compréhension des cause inondation est importante pour la mise en place d'une stratégie de défense.

CHAPITRE III :

**ETUDE DE LA
STATION DE
RELEVAGE**

III-1) Introduction :

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Certes il est conseillé d'opter pour un system gravitaire, mais parfois on se trouve face à des obstacles variés, qui nous obligent à utiliser d'autres systèmes spéciaux d'évacuation, dont le fonctionnement hydraulique, n'étant plus gravitaire et nécessite des dépenses importantes d'énergie. 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 d'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 chef-lieu.

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

III-2) Présentation du système d'assainissement projeté :

Le réseau d'assainissement projeté prendra en charge tous 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 (Setif).

III-3) Estimation des charges hydrauliques:

Les débits des eaux usées à considérer dans une étude de conception d'une station de relevage correspondent essentiellement aux débits d'eaux usées domestique et aux débits d'eaux usées des équipements.

III-3-1) Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par potable de la population.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

III-3-1-1) Calcul du débit moyen des eaux usées :

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 :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{\text{Dot.N.80\%}}{86400} \dots\dots\dots(\text{III-1})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier (l/s)

Dot: dotation en eau potable (l/hab/j)

N : nombre d'habitant

C_r : coefficient de rejet (0.80) en supposant que les 20% restant sont due aux fuites du réseau d'eau potable et que 80% des eaux sont consommés par les usagés puis rejetés.

A. Choix de la dotation en eau :**❖ Populations**

Les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant, le tableau ci-dessous donne les dotations en fonction de la population.

Tableau (III-1) : 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 estimée pour le centre de Ain Trick à l'horizon futur pour un nombre de population de 22993, est de 180 l/ j/ habitant

❖ Les équipements :

La zone d'étude est dotée de plusieurs infrastructures, le tableau ci-dessous donne les différents équipements constituant la ville d'Ain Trick. [1]

Tableau (III-2) : Les équipements 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
01 centre de santé	100	100
02 polycliniques	60	120
01 Maternité	200	200
01 Sureté communal	50	50
01 Garde communale	50	50

B. Choix de la Dotation des équipements:

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. Et en conséquence selon cette étude du (PNE) la consommation des équipements (administrations, commerce,..) proportionnelle à la consommation domestique.

Tableau (III-3) : Majoration pour l'administration, le commerce et la petite industrie.

Type d'agglomération	Administration (%)	Commerce (%)	Industrie (%)	Total (%)
Agglomération urbaine	15	5	10	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 tableau suivant récapitule les résultats.

Tableau (III-4) : Evaluation du débit moyen Futur du Centre d'Ain Trick : Horizon 2042

Zone	Débits moyen de consommation Q _{moy} (l/s)		Débit total Q _{moyT} (l/s)
	Population	Equipement	
Ain trick	38.32	11.50	49.82

III-3-1-2) Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, c'est pour quoi il faut prendre en considération le débit de point, donné par la formule suivante :

$$Q_p = K_p \times Q_{moy} \dots \dots \dots (III-2)$$

Avec :

Q_p: Débit de pointe (l/s)

Q_{moy}: Débit moyen journalier l/s

K_p: Coefficient de pointe, Ce coefficient est largement influencé par la consommation, le nombre du raccordement et le temps d'écoulement dans le réseau.

Ce coefficient est calculé selon la formule :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Tableau (III-5) : Evaluation du débit de pointe Futur du Centre d'Ain Trick : Horizon 2042

Zone	Débit moyen (l/s)	Coefficient de pointe K _p	Débit de pointe (l/s)
Ain trick	49.82	1.85	92.17

III-4) 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 est implanté sur une superficie de plus de 14 hectares. Elle a été mise en service en mars 1996, pour prendre en charge tout les rejets domestiques 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 DCO et 30 mg/l de MES selon la norme Algérienne.



Figure (III.1) ; *station d'épuration d'Ain Sfiha*

III-5) Description des variantes pour le refoulement :

Selon le schéma directeur d'assainissement il a été projeté d'évacuer les eaux usées de la ville Ain Trick vers la STEP Ain Sfiha.

Ce ci ne peut se faire que par la projection d'une station de relevage puisque l'exutoire de la localité Ain Trick se trouve plus bas que le site de la STEP, Voir la figure (III.2). Vu la dénivellé et la distance entre ces point, deux variantes sont prises pour l'étude :

A. Variante N°1 :

Dans cette variante les eaux usées refoulées de la station de relevage d'Ain Trick seront raccordées au collecteur des eaux usées de 1000 logs, qui seront par la suite acheminées vers la STEP de Ain Sfiha gravitairement. Les caractéristiques de cette variante sont:

Refoulement :

- La longueur Totale du Refoulement = 5410 ml
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1050 m
- Cote TN au point (station Relevage) : 990 m
- Hauteur géométrique = $H_{geo} = (CR1-CSR) = (1050-990) = 60$ m.

B. Variant N°2 :

Dans cette variante, les eaux usées seront refoulées, en premier lieu, vers un regard situé à une cote de 1030 m, pour les acheminées gravitairement on charge vers la STEP Ain Sfiha. C'est donc une variante mixte. Les caractéristiques de cette variante sont :

❖ Refoulement :

- La longueur Totale du Refoulement = 4565 ml
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1030 m
- Cote TN au point (station Relevage) : 990 m
- Hauteur géométrique = $H_{geo} = (CR1-CSR) = (1030-990) = 40$ m.

❖ Gravitaire :

- La longueur Totale Gravitaire : $L = 920$ ml
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1030 m
- Cote TN au point (Prétraitement STEP): 1000 m
- Hauteur géométrique : $H_{geo} = CR1-CSTEP = (1030-1000) = 30$

III-5-1) Choix du type des conduites

Pour les refoulements des eaux usées ; c'est recommandé d'utiliser les canalisations PEHD qui ont plusieurs avantages :

- Facilité de pose
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion.

On utilise le PEHD (PN10) lorsque la hauteur géométrique $H_g < 100$ m

Et le PEHD (PN16) lorsque $H_g > 100$ m

III-5-2) Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Généralement le dimensionnement de la conduite de refoulement en eau est bas sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier aspect est un aspect technique et le deuxième est un aspect économique. Dans les cas des eaux d'assainissement, on doit tenir compte du temps de séjour des eaux dans la conduite de refoulement.

A partir d'un temps de séjour supérieur à 2 heures dans la canalisation, l'effluent est considéré septique pour la formation des sulfures (H_2S).

Alors T_s doit être inférieure à deux heures :

$$T_s = V/Q < 2h \dots \dots \dots (III-3)$$

Avec :

T_s : temp de séjour (h)

V : volume en eau dans la canalisation (m^3)

Q : débit pompé (m^3/h)

a) Calcul de diamètre :

Le diamètre de la conduite de refoulement a été calculé de façon à avoir une vitesse de circulation comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. en premier approximation, on détermine alors le diamètre économique d'après les formules ci-dessous :

➤ BONNIN : $D = \sqrt{Q}$

➤ BRESSE : $D = 1.5\sqrt{Q}$

D : le diamètre de la conduite de refoulement.

Q : est le débit véhiculé. $Q_p = 92.17 \text{ l/s} = 0.092 \text{ m}^3/\text{s}$

L'utilisation simultanée de ces formules fournit des diamètres optimaux suivant [315, 400, 500].

Le diamètre à choisir doit vérifier la condition des vitesses pour le débit d'une pompe

b) Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$U = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots \text{(III-4)}$$

Avec :

- U : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

Tableau (III-6) : détermination de diamètre de refoulement.

Diamètres (m)		Vitesse (m/s)
Extérieur	Intérieur	
0.315	0,2776	1,53
0.400	0,3526	0,95
0.500	0,4406	0,61

On trouve que le diamètre le plus avantageux est de 400 mm avec une vitesse acceptable de 0,95 m/s.

c) Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge ont été évalués par la formule de Hazen-Williams, Elle s'exprime de la manière suivante :

$$J = 6,815 \times (U/C_{wh})^{1,852} \times D^{-1,167} \dots \dots \dots \text{(III-5)}$$

Dans laquelle :

- J : perte de charge unitaire exprimée en mce par mètre de conduite,
- U: vitesse de l'eau, en m/s,
- C_{wh} : le coefficient de Hazen-Williams caractérisant la rugosité des parois de la conduite, (C_{wh}=100 pour le PEHD)
- D : le diamètre intérieur de la conduite, en (m)

J= 0,0041mce

III-5-3) Calcule des puissances des pompes :

La puissance absorbé de la pompe se calcule à partir de la relation suivante :

$$P_a = \frac{(\rho \cdot g \cdot HMT \cdot Q)}{Re \cdot Rh} \dots \dots \dots \text{(III-6)}$$

- P_a: puissance absorbé (KW)
- ρ: Masse volumique de l'eau= 1 kg/dm³
- g: accélération de la pesanteur= 9.81 m/s²
- HMT : hauteur manométrique totale (m)

Q : débit= 0.093 m³/s

Re : rendement du moteur électrique

Rh : rendement hydraulique

En eaux usées et en règle générale, les rendements hydrauliques varient généralement entre 0.6 et 0.7, nous retiendrons un rendement de 0.65. Le rendement électrique est d'environ 0.8. [4]

- **Les frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ [DA] ; } (e = 4,67 \text{ DA})$$

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).
- e : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA
- E : Energie consommée par la pompe en (KWh).

$$\text{Avec } E = P \cdot T \cdot 365$$

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- t : Le temps de pompage par jour (t=12h).

III-6) Résultats de calcul des deux variantes

- **Variante N°1 :**

- Débit des eaux usées : Q_p= 92.71 l/s
- La nature de la conduite de refoulement : PEHD PN10
- La longueur Totale du Refoulement = 5410 ml
- Diamètre extérieur de la conduite de refoulement : 400mm
- Vitesse d'écoulement : U= 0.95m/s
- Volume en eau dans la conduite : V= S*L= 528m³
- temps de séjour : T_s= 1,58 heure
- Perte de charge totale : J_t= 22.18 m
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1050 m
- Cote TN au point (station Relevage) : 990 m
- Hauteur géométrique : H_{geo} = (CR1-CSR)= (1050-990)+2 surverse = 62 m.
- Hauteur manométrique totale : HMT= H_{geo}+ J_t= 84.18 m

- ❖ **Choix des pompes :**

Caractéristique hydraulique de la pompe :

- Q= 92.71 l/s
- HMT= 82.18m
- P_a= (ρ* g* Q_p* Hmt) / μ
- Rendement optimal μ= 0.52
- Puissance absorbé : P_a = 147.22 KW
- Frais d'exploitation : F_{exp}= 3011239 DA

Tableau (III-7) : Résultats de calculs de la première variante

Variant N1											
N°	N°	L	Q	D	S	V	U	Ts	P.C	P.C	Cote TN
POINT	TR.	(m)	(l/s)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m/s)	(h)	(m/m)	Totale	(m)
R1											1050
	SR-R1	5410	92,71	0.3526	0.098	528	0.95	1.58	0,0041	22.18	
SR											990
		PEHD PN10				EQUIPEMENT DE POMPAGE					
		Dext	Ep	Dint	H geo.	HMT	Pa (KW)	F_{exp}			
		(mm)	(mm)	(mm)	(m)	(m)		(DA)			
		400	23.7	352.6	62	84.18	147.22	3011239			

➤ **Profil en long et le mode de calcul des pentes**

Le profil en long est une représentation longitudinale du réseau le long de l'itinéraire suivi. Les distances et les altitudes sont prises à la base de la carte d'état major

Les distances et les pentes de la variante N°1 sont représentées dans figure (III-3) suivant :

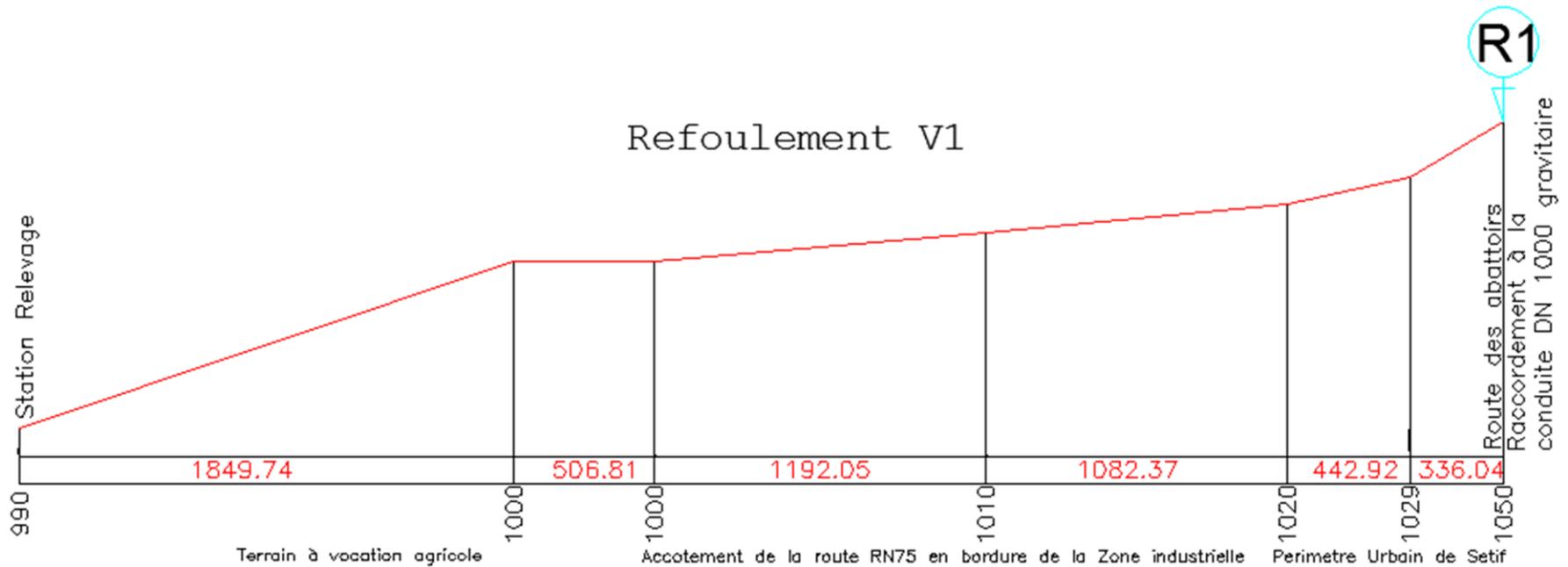


Figure (III-3) : Présentation du profil en long pour la variante N°1

➤ Variant N°2 :**❖ Refoulement :**

- Débit des eaux usées : $Q_p = 92.71$ l/s
- Nature de la conduite: PEHD PN 10
- La longueur Totale Refoulement = 4565 ml
- Diamètre extérieur de la conduite de refoulement : 400mm
- Vitesse d'écoulement : $U = 0.95$ m/s
- Volume en eau dans la conduite : $V = 445.62$ m³
- temps de séjour : $T_s = 1.33$ heure
- Perte de charge totale : $J_t = 18.72$ m
- Cote TN au point de rejet (R1): 1030 m
- Cote TN au point (station Relevage): 990 m
- Hauteur géométrique : $H_{geo} = CR1 - CSR = (1030 - 990) + 2$ surverse = 42 m.
- Hauteur manométrique totale : $HMT = H_{geo} + \Delta H_t = 60.72$ m

❖ Choix des pompes :

Caractéristique hydraulique de la pompe :

- $Q = 92.71$ l/s
- $HMT = 60.72$ m
- $P_a = (\rho * g * Q_p * H_{mt}) / \mu$
- Rendement optimal $\mu = 0.52$
- Puissance absorbé : $P_a = 106.18$ KW
- Frais d'exploitation : $F_{exp} = 2172042$ DA

❖ Gravitaire :

- Nature de la conduite: PEHD PN 10
- La longueur Totale Gravitaire : $L = 920$ ml
- Diamètre extérieur de la conduite de gravitaire: 400 mm
- Vitesse d'écoulement : $U = 0.95$ m/s
- Perte de charge totale : $H_t = 3.77$ m
- Cote TN au point de rejet (R1) : 1030 m
- Cote TN au point (Prétraitement STEP): 1000 m
- Hauteur géométrique : $H_{geo} = CR1 - CSTEP = (1030 - 1000) = 30$ m.

Tableau (III.8): Résultats de calcul de la deuxième variante

Variant N°2											
N° POINT	N° TR.	L (m)	Q (l/s)	D (m)	S (m2)	V (m ³)	U (m/s)	Ts (h)	P.C (m/m)	P.C Totale	C.TN (m)
SR											990
	SR-R1	4566	92.71	0,353	0,098	445.62	0.95	1.33	0,0041	10.94	
R1											1030
	R1-ST	920	92.71	0,353	0,098	90.16	0.95		0,0041	11.72	
STEP											1000
		PEHD PN10			EQUIPEMENT DE POMPAGE						
		Dext (mm)	Ep (mm)	Dint (mm)	H geo (m)	HMT (m)	P.a (KW)		F_{exp} (DA)		
		400	23.7	352.6	42	60.72	106.18		2172042		

➤ **Profil en long et le mode de calcul des pentes**

Le profil en long est une représentation longitudinale du réseau le long de l'itinéraire suivi. Les distances et les altitudes sont prises à base de la carte d'état-major [1]

Les distances et les pentes de la variante N°2 sont représentées dans figure (III-4) suivant :

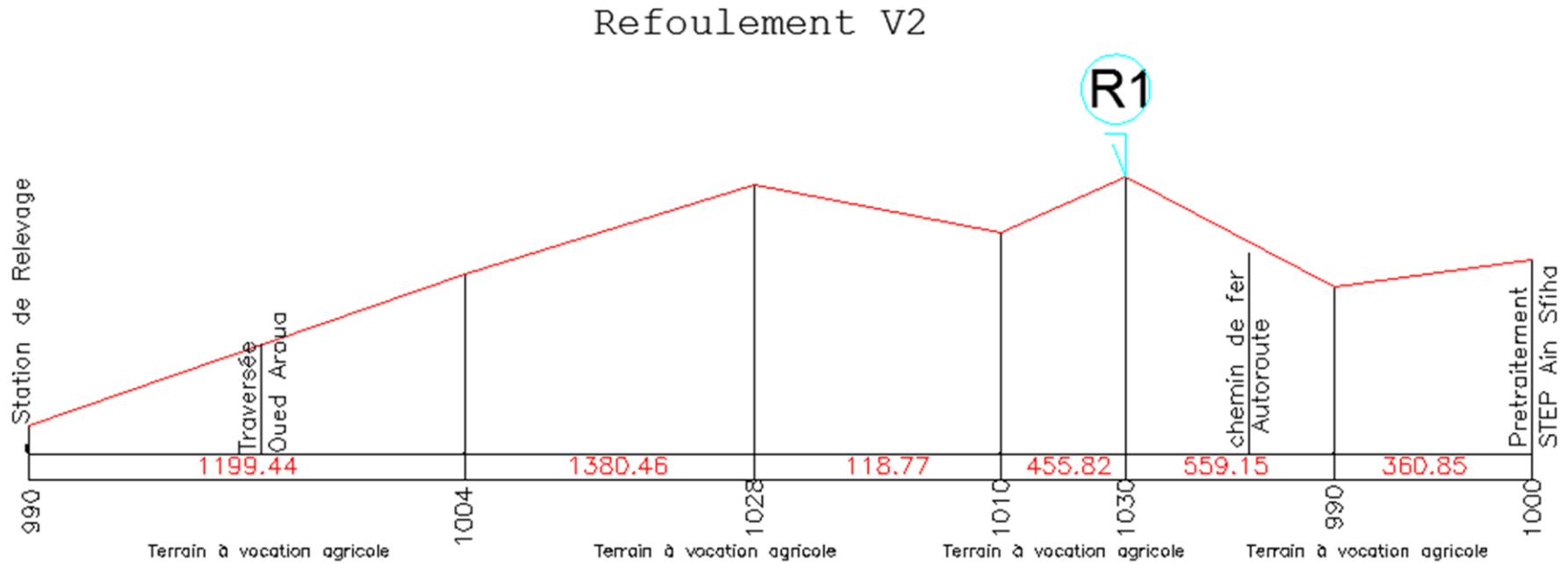


Figure (III-4) : Présentation du profil en long pour la variante N°2

III-6-1) Conclusion :

L'étude des deux variantes proposées fait ressortir un avantage pour la variante N°2, justifié pour les raisons suivantes.

1. Tracé de la conduite de refoulement situé en terrain vague, en dehors de la zone urbaine.
2. Protection de la conduite moins coûteuse,
3. Coût d'exploitation plus avantageux.

III-7) Implantation de la station de relevage :

Le choix du site d'implantation de la station de relevage qui est éloignée par rapport aux habitants est motivé par le risque d'engendrer des odeurs, du bruit ou des risques de contamination.

Ce choix est aussi conditionné par le collecteur principal de collecte des rejets qui sera projeté à proximité de l'émissaire naturel de l'oued comme rejet pour les eaux en cas de panne de la station de relevage ou coupure d'électricité.

III-8) 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 à un point plus haut ce qui permet d'avoir l'écoulement gravitaire des eaux usées vers la STEP d'Ain Sfiha.

III-8-1) Débit des pompes :

Les pompes sont dimensionnées pour le débit de pointe des eaux usées.
Le débit de pointe de notre étude est : $Q_p = 92.71$ l/s
On retiendra donc un débit de pompage de 93 l/s

III-8-2) Hauteur d'élévation :

La hauteur d'élévation, aussi appelée hauteur manométrique totale (HMT), correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe.

$$HMT = H_g + \sum J \dots \dots \dots (III-7)$$

III-8-3) Hauteur géométrique:

- Cote point bas = cote arrivée réseau EU = 1062.82 m
- Cote point haut = cote TN point haut = 1094.30

III-8-4) Pertes de charge :

Les pertes de charge sont la somme des pertes de charge linéaires et des pertes de charge singulières.

III-8-4-1) Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir des caractéristiques dimensionnelles de la conduite (longueur, diamètre) de la connaissance en plan et profil en long de la conduite de refoulement, et par l'application de formules sur la base des expressions générales adaptées par Darcy-Weisbach et Colebrook :

➤ L'expression générale adaptée par Darcy :

$$Jl = \lambda \frac{(L.U^2)}{(2.g.D)} = \lambda \frac{8.L.Q^2}{g.\pi^2.D^5} \dots \dots \dots (III-8)$$

Avec :

- Jl : perte de charge linéaire (m)
- L : la longueur de la conduite de refoulement (m)
- U : la vitesse moyenne du fluide (m/s)
- g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)
- D : diamètre de la conduite de refoulement
- λ : Coefficient des pertes de charge obtenu par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{Ks}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda_0}} \right] \dots \dots \dots (III-9)$$

Avec :

- Ks : le coefficient de rugosité des parois internes de la conduite (m) :
Dans notre étude Ks= 0.02*10⁻³ m canalisation en PEHD.
- Re : nombre de Reynolds : $Re = \frac{\sqrt{D}}{\gamma}$
- γ : viscosité cinématique du fluide (m²/s), pour l'assainissement la valeur moyenne γ= 1.14*10⁻⁶ m²/s

III-8-4-2) Pertes de charge singulières :

Ces dernières appelées aussi locales, sont dues aux coudes, aux changements des diamètres, connections T, clapet, les vannes...etc. ces pertes de charge présentent en général 10% à 15% des pertes de charge linéaires.

Tableau(III.9) : Calcul des pertes de charge totales pour la conduite de refoulement (variante N°2)

Q (m ³ /s)	L (m)	D(m)		U (m/s)	λ	Jl (m)	Js (m)	J Totale (m)	Hgeo (m)	HMT (m)	Ts (h)
		Ext	Int								
0.093	4566.5	0.315	0.2776	1.53	0.014	27.73	2.77	30.51	34.5	65.01	0.83
		0.4	0.3526	0.95		8.39	0.83	9.23		43.78	1.33
		0.5	0.4406	0.61		2.75	0.27	3.03		37.53	2.07

D'après le tableau, on trouve que le diamètre le plus avantageux est de 400 mm avec une vitesse de 0,95 m/s.

III-8-5) Choix des pompes

III-8-5-1) 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 KSB (Esay select8) pour le choix du type et du nombre des pompes.

❖ Caractéristique de la conduite :

- Le débit relevé : $Q = 93$ l/s
- La hauteur géométrique : $H_g = 34.5$ m
- La hauteur manométrique : $H_{MT} = 43.78$ m

❖ Caractéristique de la pompe :

Tableau(III.10) : caractéristique des pompes disponible :

NPompe+ 1 de	Q (l/s)	H de refoulement	Type de Pompe (eaux)	η %	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) (m)
1-1	93	43.81	Amarex KRT	74.70	1475	55.16	7.82
2-1	93	43.78	Amarex KRT	70.07	1466	58.60	3.27
3-1	95.8	43.77	Amarex KRT	68.11	2920	60.33	6.96

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 deuxième variante présente de meilleures caractéristiques hydrauliques. Nous prenons donc un groupe submersible pour liquides chargés constitué de deux (2) pompes + 1 de secours. Le point de fonctionnement et les caractéristiques des pompes sont présentés graphiquement voir l'annexe (1).

III-8-6) Caractéristique de la bache :**III-8-6-1) Volume de la bache :**

L'arrivée des eaux d'égout s'effectuant a débit variable alors que le débit des pompes centrifuges des divers types énoncés ci avant est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le rôle de volant.

La capacité de la bache d'aspiration doit être aussi réduite que possible de façon a limiter les dépenses d'infrastructure, par contre, il faut éviter les démarrages trop fréquents des engins de refoulement, une cadence acceptable paraissant être de 6 a 10 démarrages a l'heure. Si le Q en m³/h, le débit maximal de l'égout (débit de l'orage décennal pour les eaux ruissellement, débit de pointe pour les eaux usées), t l'intervalle en secondes entre deux démarrages successifs de l'engin de refoulement, et N le nombre d'engin de refoulement de mêmes caractéristiques, le volume V de la bache de réception s'exprime en m³, par la formule : [2]

$$V = \frac{Q}{4.n.(N-1)} \dots \dots \dots \text{(III-10)}$$

N= trois pompes identique (deux en parallèle et la troisième de secours)

n : nombre maxi de démarrages par heures, et fonction de la puissance des groupes électropompes afin tenir compte de la fatigue de ceux-ci.

✓ P<4KW >10 démarrages par heure.

✓ P>4KW <6 démarrages par heure.

Pour une puissance de p=84.6 KW >4 KW, on peut retenir 5 démarrages/h

D'où :

$$V=8.5 \text{ m}^3$$

Pour les dimensions de la bache voir la planche (2).

III-8-6-2) Description de la station de relevage :

Dans le souci d'éliminer les matières grossières, nous projetons un regard dégrilleur en béton de section 1.0 x2 m pour le dégrillage des eaux usées arrivant à la station, afin de protéger les pompes.

➤ Dimensionnement de la grille :

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER. D'ou La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{max} * \delta(1-\beta)} \dots \dots \dots \text{(III-11)}$$

❖ Caractéristiques du dégrilleur :

- d : Epaisseur des barreaux : 20 mm
- e : Ecartement des barreaux : 8 à 100 mm (en prend 30 mm pour un dégrilleure moyenne)

- α : Inclinaison des grilles : 60° à 80° (en prend 60° mesuré par rapport à l'horizontale, dans le sens inverse du flux).
- 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 $\sigma = 0.1$ à 0.3 , Pour une grille mécanique $\sigma = 0.4$ à 0.5
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

La surface de la grille est donnée par :

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

QT : Débit total d'entrée en m^3/s

U : Vitesse d'entrée $U = (0.6 \text{ à } 1.40) \text{ m/s}$ (on prendra 1 m/s)

La largeur de la grille est donc :

$$L = \frac{Q_t \sin \alpha}{U_{h_{\max}} * \delta(1 - \beta)}$$

Les étapes de dimensionnement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (III.11) : données d'entrée du dimensionnement de la grille

Epaisseur des barreaux (d)	20 mm
Ecartement des barreaux (e)	30 mm
Vitesse minimum a travers les barreaux (U_{\min})	0.6 m/s
Vitesse maximum a travers les barreaux (U_{\max})	1.4 m/s
Ongle d'inclinaison (α)	60°
Hauteur des grilles (h)	1 m
Coefficient de colmatage (σ)	0.3
Fraction de surface (β)	0.4
Débit totale= débit de point (Q_p)	$0.093 \text{ m}^3/s$
Surface de la grille (S)	0.10 m
Largeur de la grille (L)	0.45 m
Nombre de tamis (N)	1

Afin d'éviter d'éventuelles inondations en cas d'un incident lié au fonctionnement des groupes, une déviation du le regard dégrilleur sera projetée par l'intermédiaire d'une vanne. Ce dispositif permet de dévier les eaux usées arrivant à la station vers l'oued pendant les travaux d'entretien ou de vérification. La figure ci-dessous reprise le schéma type de la station de relevage.

III-9) Protection contre le coup d béliier :

III-9-1) Origines des coups de béliier

Les régimes transitoires ou coups de béliier ont des causes très diverses, à titre d'exemple on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- arrêt et démarrage d'une pompe.

Dans le cas d'une station de pompage, les régimes transitoires les plus dangereux sont consécutifs à une disjonction électrique (ou panne de courant).

La valeur maximale des coups de béliier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de béliier.

III-9-2) Dispositif de protection :

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont cas de la station de refoulement des eaux usées :

- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur)
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement)
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement)
- ventouse d'aération et de purge d'air
- vanne de vidange
- Clapets anti-retour

Dans notre cas, on opte pour une protection par l'installation d'un réservoir d'air, qui paraît bien adapté au cas présent eu égard à sa simplicité et à sa sécurité de fonctionnement.

Dans le cadre des réseaux sous pression il faut citer le transport sous pression descendante lorsque la gravité le permet, alors on opte pour des ventouses pour les points hauts et des vannes de vidange pour le point bas.

III-10) Conclusion :

Les résultats obtenus dans cette partie de travail sont :

- Le débit de point à l'horizon future $0.093 \text{ m}^3/\text{s}$
- L'étude des variantes fait ressortir la variante deux pour des réseaux économiques
- La station projetée sera en mode de refoulement
- Elle sera implantée loin de la ville de Ain Trick, et à côté de l'oued Echouk afin de pouvoir déverser les eaux c'il y a eu de panne des électropompes.

- Elle sera raccordé a la STEP Ain Sfiha avec une conduite de diamètre 400 mm et une longueur de 4566.5 m par refoulement et 1134 m gravitaire.
- Elle sera équipée de trois pompes, deux qui fonctionnent en parallèle et une de secours.
- Volume de la bache : $V= 8.5 \text{ m}^3$
- A l'entrée de la station, installation d'un regard dégrilleur, pour protégé les groupes électropompes des matières grossières
- A la sortie de la station, installation d'un réservoir d'air pour protégé la conduite contre le coup de bélier

CHAPITRE IV :

**ETUDE
HYDROLOGIQUE**

IV-1) Introduction :

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol. [10]

Les études hydrologiques sont indispensables pour la mise en œuvre de tout projet visant l'exploitation ou le contrôle des eaux naturelle.

L'étude hydrologique menais dans ce chapitre vise la détermination de certaines caractéristiques physique du bassin versent ainsi que les paramètres hydro-pluviométriques indispensable pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation des eaux pluviales.

IV-2) Analyse des paramètres du bassin versant :

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 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.

IV-2-1) Paramètres géométriques :

a) Paramètres géométriques du SBV1 :

Les altitudes extrêmes (minimales et maximales) des sous bassins versants 1et 2 sont données dans le tableau ci-après, ainsi que la superficie, le périmètre et la longueur du thalweg principal.

Tableau (IV-1) : Paramètres géométriques du SBV1 et SBV2

Cordonnées du site	Symboles	SBV1	SBV2
Altitude minimale	Hmin	970 m	970 m
Altitude maximale	Hmax	1150 m	1028 m
Superficie	S	13.92 Km ²	1,09 Km ²
Périmètre	P	28.45 Km	6,19 Km
Longueur du thalweg principal	Ltg	11.612 Km	2,7 Km

IV-2- 2) L'indice de forme du bassin [10] :

Pour une même superficie et pour une même averse, hydrogramme à l'exutoire d'un bassin versant de forme très ramassé sera différent de celui d'un bassin très allongé. On a donc été amené à définir des indice de forme d'un bassin versant. L'indice de compacité de Gravius est égal au rapport :

$$Kc = \frac{\text{périmètre du bassin : } p}{\text{périmètre du cercle de surface équivalente}}$$

Soit, si A est la surface du bassin :

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \dots\dots\dots(V-1)$$

$$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots(V-2)$$

Avec :

P : périmètre du bassin versant (km)

S : surface du bassin versant (km)

K : indice de compacité de Gravius.

Selon la valeur de K on peut déduire la forme du bassin versant le tableau suivant représente les différente forme possible selon la valeur de l'indice de Compacité K :

Tableau (IV-2) : Forme du bassin versant selon le coefficient de Gravius K

Valeur de K	Forme du Bassin versant
K < 1	bassin allongé
K > 1	bassin ramassé
K = 1	bassin circulaire

Plus le coefficient se rapproche de 1 plus la forme du bassin versant sera ramassé et plus le temps de concentration des eaux sera court

Pour les SBV les résultats de calcul de Kc sont

SBV1 : Kc₁ = 2,13

Kc₁ > 1 donc le bassin est de forme allongé

Et :

SBV2 : Kc₂ = 1,66

Kc₂ > 1 donc le bassin est de forme allongé

IV-2-3) Largeur moyenne :

$$l_{moy} = \frac{S}{L} \dots\dots\dots (V-4)$$

S : surface du bassin versant en (Km²)

L : longueur du thalweg le plus long en (Km)

Les résultats de calcul pour les sous bassins versants sont comme suite :

SBV1 : L_{1moy} = 1,19 Km

SBV2: L_{2moy}=0,41 Km

IV-2-4) Calcul des dimensions du rectangle équivalent [10]:

La notion du rectangle équivalent est utilisée pour comparer le comportement hydrologique de deux bassins versants.

C'est une transformation géométrique en vertu de laquelle on assimile le bassin versant à un rectangle ayant une longueur (L), une largeur (l) et une même surface que le bassin versant.

Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits cotés et l'exutoire est assimilé à l'un des petits cotés.

a) Le périmètre du rectangle équivalent en (Km).

$$P = 2(L + l) = Kc \frac{\sqrt{S}}{0,28} \dots\dots\dots (V-5)$$

b) La longueur du rectangle équivalent en (Km).

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots (V-6)$$

c) La largeur du rectangle équivalent en (Km).

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2} \right] \dots\dots\dots (V-7)$$

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau (IV-3): Paramètre du rectangle équivalent pour SBV1 et SBV2

Sous bassin versant	SBV1	SBV2
Le périmètre du rectangle équivalent (Km)	28,45	6,19
La largeur du rectangle équivalent (Km)	1,06	2,69
La longueur du rectangle équivalent (Km)	13,17	0,41

IV-3) Les Paramètres du relief :

IV-3-1) courbe hypsométrique :

Le relief du bassin versant est souvent caractérisé par la courbe hypsométrique pour ce fait on projet sur l'axe des abscisses les surface et sur l'axe des ordonnée les altitudes H_i correspondante.

Les tableaux représentant les résultats obtenus avec le logiciel Autocad pour SBV1 et SBV2 respectivement.

Tableau (IV-4): Répartition de la surface par tranche d'altitude SBV1

Altitude (m)	HI (m)	surface (km ²)	S %	Σ surface cumulée	Σ Surface %
1150-1140	1145	0,91	6,54	0,91	6,54
1140-1130	1135	0,79	5,68	1,7	12,21
1130-1120	1125	0,83	5,96	2,53	18,18
1120-1110	1115	1,28	9,20	3,81	27,37
1110-1100	1105	1,08	7,76	4,89	35,13
1100-1090	1095	1,32	9,48	6,21	44,61
1090-1080	1085	0,88	6,32	7,09	50,93
1080-1070	1075	0,65	4,67	7,74	55,60
1070-1060	1065	0,69	4,96	8,43	60,56
1060-1050	1055	0,86	6,18	9,29	66,74
1050-1040	1045	0,92	6,61	10,21	73,35
1040-1030-	1035	0,65	4,67	10,86	78,02
1030-1020	1025	0,81	5,82	11,67	83,84
1020-1010	1015	0,83	5,96	12,5	89,80
1010-1000	1005	0,93	6,68	13,43	96,48
1000-990	995	0,16	1,15	13,59	97,63
990-980	985	0,23	1,65	13,82	99,28
980-970	975	0,1	0,72	13,92	100,00
Total		13,92	100,00		

Tableau (IV-5): Répartition de la surface par tranche d'altitude SBV2

Altitude (m)	HI (m)	Surface (km ²)	S %	∑surface cumulée	∑ Surface %
1028-1020	1024	0,28	26	0.28	26
1020-1010	1015	0,35	32	0.63	58
1010-1000	1005	0,25	23	0.88	81
1000-990	995	0,056	5	0.94	86
990-980	985	0,11	10	1.05	96
980-970	975	0,042	4	1.09	100
Total		1,09			

Les deux tableaux ci dessus permettront de faire la représentation graphique de la courbe hypsométrique des deux sous bassin.

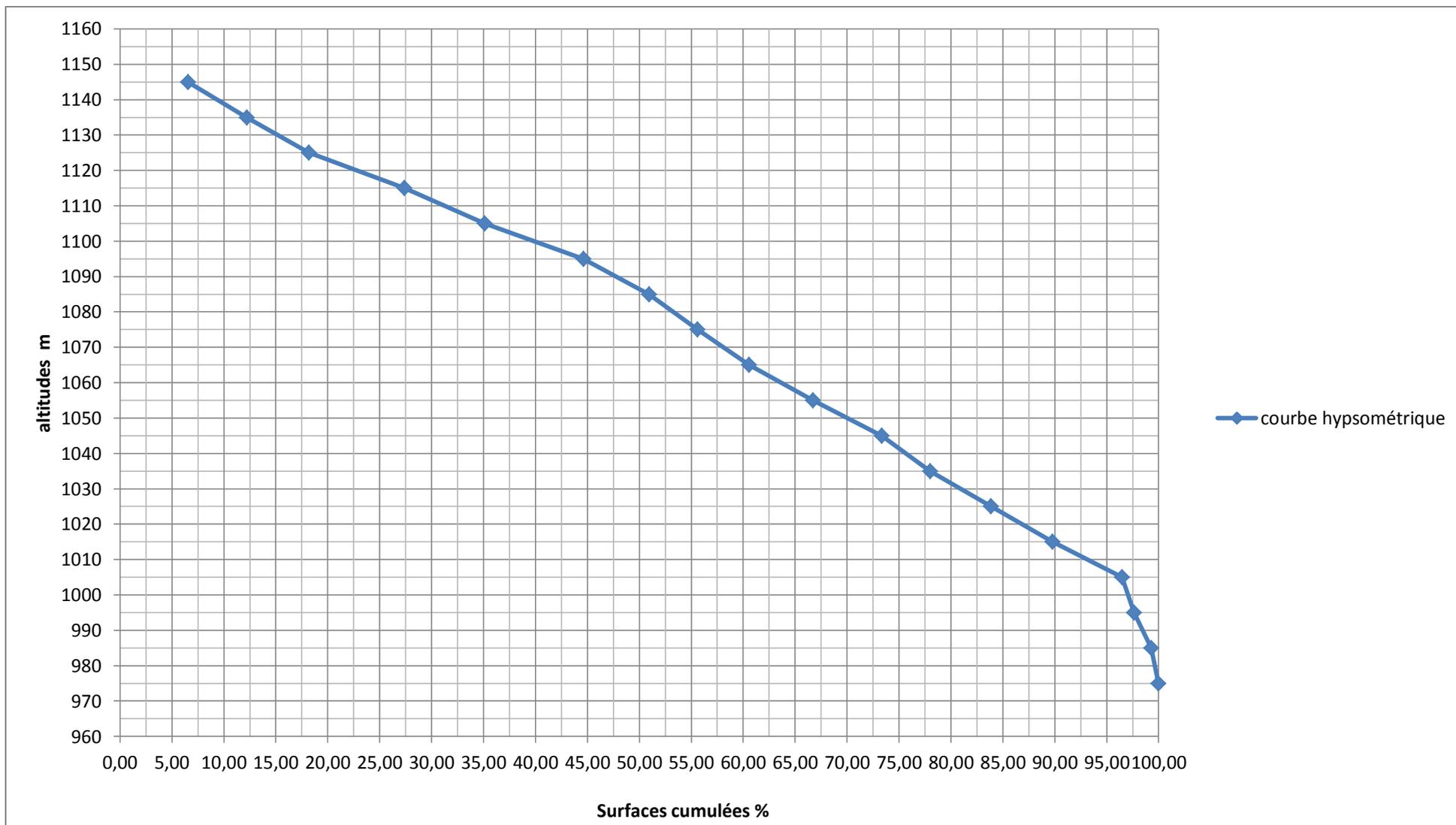


Figure (IV-1) : Courbe hypsométrique du SBVI

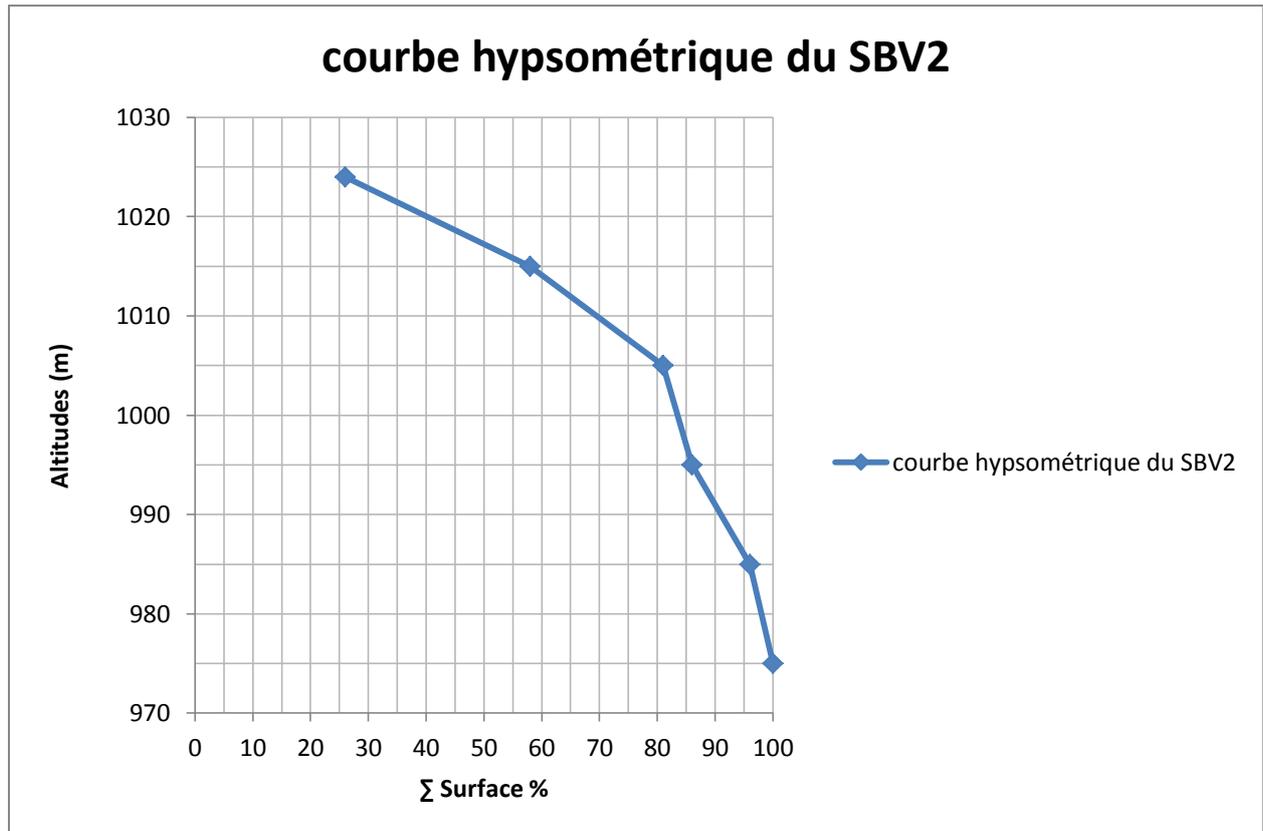


Figure (IV– 2) : Courbe hypsométrique du SBV2

IV-3-2) Altitude moyenne :

L'altitude moyenne du bassin versant notée H_{moy} est un indice important, reflétant l'influence de la zonalité climatique verticale, elle est déterminée par la somme du produit des surfaces partielles « S_i » comprise entre les courbes de niveau et les altitudes moyennes correspondantes « h_i ». Elle est calculée par l'expression suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum h_i . S_i}{S} \dots\dots\dots (V-8)$$

h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).

S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveau en (km²).

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

En annexe (2) sont données les tableaux de calcul du produit $S_i \cdot H_i$ pour les deux sous bassin versant.

AN :

SBV1 : H1moy=1074,62m

SBV2 :H2moy=1009,41m

A partir de la courbe hypsométrique, on peut tirer les altitudes correspondantes pour chaque proportion de surface.

Tableau IV- 6: *Altitude caractéristique du bassin versent*

Bassin versent	Altitudes caractéristiques				
	H max (m)	H min (m)	H5% (m)	H95% (m)	H moy (m)
SBV1	1150	970	1045	1024	1074,62
SBV2	1028	970	1007	987	1009,41

IV-3-3) L'indice de pente globale IG :

A partir de la courbe hypsométrique on tire l'altitude ayant approximativement 5% de la surface du BV, et l'altitude ayant approximativement 95% de la surface du Bassin versent

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (V- 9)$$

Avec :

D : la dénivelé entre H_{5%} et H_{95%}

D= H_{5%} - H_{95%} (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

IG : indice de pente globale (m/Km)

La dénivelé est calculé avec la formule suivante **D= H_{5%} - H_{95%}**

Tableau (IV-7) : *Dénivelé et indice de pente globale de SBV1 et SBV2*

Bassin versant	Dénivelé (m)	Ig (m/km)
SBV1	38	15
SBV2	37	13,94

IV-3-4) Calcul de la dénivelée spécifique :

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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots V- 10$$

Avec :

Ig : indice de pente globale ‰

S : la superficie du bassin versent m²

La classification D’O.R.S.T.O.M selon Ds (type de relief) est donnée dans le tableau suivant

Tableau (IV-8): La classification D’O.R.S.T.O.M selon Ds (type de relief)

Relief		DS (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

D’où :

- **Ds₁=55,96m donc Le SBV1 est de relief modérer**
- **Ds₂= 14,55mLe SBV2 est de relief faible**

IV-3-5) L’indice de pente moyenne :

La pente ou le relief joue un rôle capital dans le ruissellement des eaux dans les cours d’eau.

Son calcul se fait avec l’équation suivante

$$I_{moy} = \frac{\Delta H \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3 + \dots + \frac{L_n}{2} \right)}{S} \dots\dots\dots (V- 11)$$

Les longueurs des courbe de niveau n était estimer avec le logiciel Autocad et sont données en **annexe (3)**

Calcule de l’indice de pente moyenne : le tableau suivant représente le résultat de calcul pour deux sous bassin en utilisant l’équation (V-11)

Tableau (IV-9) : Indice de pente moyenne des SBV1 et SBV2

BV	Surface Km ²	I moy (m/km)
SBV1	13,92	47,13
SBV2	1,09	43,65

IV-3-6) Indice de pente moyenne du thalweg principal :

Cet indice est donné par la formule :

$$Im = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots V-12$$

Avec

I_m : indice de pente moyenne du thalweg principal %

L : longueur du thalweg principal, $L=10,32$ (km)

ΔH : dénivelée entre H_{max} et H_{min} en (m)

Tableau (IV-10) : l'indice de pente moyenne des deux talwegs SBV1 et SBV2

SBV	SBV1	SBV2
Hmax (m)	1150	1028
Hmin (m)	970	970
ΔH (m)	180	58
L (km)	11 ,612	2,7
I (%)	1,55	2,148

IV-4) 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.

C'est le rapport entre la longueur totale des carneaux d'écoulement (Thalweg) et la surface du bassin versant :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \dots\dots\dots V-13$$

Avec :

S : surface du bassin versant en (Km²)

Li : longueur du thalweg en (Km)

Dd : densité de drainage km⁻¹

Calcul des densités de drainage des deux cours d'eau pour les SBV1 et SBV2 sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau (IV- 11): Densité de drainage pour les deux sous bassin versant

BV	Surface (Km ²)	$\sum Li$	Dd (km ⁻¹)
SBV1	13,92	24,51	1,76
SBV2	1,09	3,642	3,34

IV-5) Coefficient de torrentialité :

Ce coefficient détermine le type d'écoulement qui régit le bassin versant, plus ce coefficient est important plus l'érosion est importante.

Il est défini par la formule suivante :

$$Ct = Dd * F1 \dots \dots \dots V-14$$

Avec :

N1 : nombre de thalweg d'ordre 1

S : surface du bassin versant (Km²)

Dd : Densité de drainage

F1 : fréquence des thalwegs d'ordre 1 donnée par la formule $F1 = \frac{N1}{S}$

Le calcul des coefficients de torrentialité pour les deux sous bassin versant est représentée dans le tableau suivant :

Tableau (IV-12): Coefficients de torrentialité des sous bassins versants (SBV1 et SBV2)

SBV	S (Km ²)	N1	F1	Dd	Ct
SBV1	13,92	14	1,01	1,76	1,78
SBV2	1,09	3	2,75	3,34	9,19

Les caractéristiques morphologiques et physiques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau (IV-13) : Caractéristiques du Bassin versant (SBV1 et SBV2)

BV	Coordonnées du site	symboles	unités	cours d'eau
SBV1	superficie	S ₁	Km ²	13,92
	périmètre	P ₁	Km	28,45
	altitude caractéristique	H _{1min}	m	970
		H _{1max}	m	1150
		H _{1 moy}	m	1074,62
		H _{1 5%}	m	1045
		H _{1 95%}	m	1007
	indice de forme	Kc ₁	/	2,13
	rectangle équivalent	Langueur (L1)	Km	13,17
		Largeur (l1)	Km	1,06
	largeur moyenne	L _{1moy}	Km	1,19
	indice de pente globale	Ig ₁	m/km	15
	pente moyenne du thalweg principal	I _{1m}	%	1,55
	longueur du thalweg principal	Ltg ₁	Km	11,612
	densité de drainage	Dd ₁	Km-1	1,76
coefficient de torrentialité	Ct ₁	/	1,78	
Classe du relief	/	/	Modéré	
SBV2	superficie	S ₂	Km ²	1,09
	périmètre	P ₂	Km	6,19
	altitude caractéristique	H _{2 min}	m	970

	H_{2max}	m	1028
	H_{2moy}	m	1009,41
	$H_{2\ 5\%}$	m	1024
	$H_{2\ 95\%}$	m	986,5
indice de forme	Kc_2	/	1,66
rectangle équivalent	Langueur (L_2)	Km	2,69
	Largeur (l_2)	Km	0,41
largeur moyenne	L_{2moy}	Km	0,41
indice de pente globale	Ig_2	m/km	13,94
pente moyenne du thalweg principal	I_{2m}	%	2,148
longueur du thalweg principal	Ltg_2	Km	2,7
densité de drainage	Dd_2	Km-1	3,34
coefficient de torrentialité	Ct_2	/	9,19
Classe du relief	/	/	Faible

IV-6) Calcul du temps de concentration :[11]

Le temps de concentration le temps que met une goutte d'eau pour arriver, du point le plus éloigné du bassin versant ver l'exutoire.

Nous noterons Tc_1 le temps de concentration du sous bassin numéro 1, et Tc_2 le temps de concentration du sous bassin numéro 2

Plusieurs formules sont proposées pour le calcul du temps de concentration :

A. Formule de l'ANRH (étude SOGREAH 1986/1989) :[11]

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

$$Tc = 3 \left(\frac{SL}{(10I)^2} \right)^{1/4} \dots\dots\dots V-15$$

Avec :

Tc : temps de concentration h

S : superficie du bassin versant km²

L : longueur du talweg principal en Km

I : pente du talweg principal en %

Les résultats de calcul des temps de concentration sont comme suite :

$Tc_1 = 3,83$ h

Tc2=1,24 h

B. Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5Ltg}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots V-16$$

Avec :

Hmoy : altitude moyenne m.

S : superficie du bassin versant en Km².

L : longueur du talweg principal en Km.

D'où

Tc1=3,95 h

Tc2=1,64 h

C. Formule du comité Européen :

$$T_c = \left(\frac{0,87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots V-17$$

Avec :

Hmax : Altitude maximale du cours d'eau considéré en m

Hmin : Altitude minimale du cours d'eau considéré en m

L : longueur du talweg principal en Km

D'où :

Tc1=2,18 h

Tc2= 0,62 h

D. Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.6615 \cdot L^{0,77} \cdot I^{0,385} \dots\dots\dots V-18$$

Avec :

Ltg : longueur du talweg principal Km

Hmax : altitude maximale du cours d'eau considéré en m

Hmin : altitude minimale du cours d'eau considéré en m

D'où :

$$Tc=3,71 \text{ h}$$

$$Tc2= 1,05\text{h}$$

E. Formule de VENTURA :

$$Tc=0,1272 \sqrt{\frac{S}{I_{moy}}} \text{ (h)V-19}$$

S : surface du bassin versant en Km²

I_{moy} : pente moyenne du talweg principale (m/m)

D'où :

$$Tc1=0,38 \text{ h}$$

$$Tc2=0,09 \text{ h}$$

F. Formule de Passini :

$$Tc=6,48 * \frac{\sqrt[3]{S * Ltg}}{\sqrt{I_{moy}}} \text{V-.20}$$

S : surface du bassin versant en km²

Ltg : longueur du talweg principal Km

I_{moy} : pente moyenne du talweg principal (m/m)

D'où :

$$Tc1=28,35\text{h}$$

$$Tc2=6,34\text{h}$$

Le récapitulatif des résultats est représentée dans le tableau suivant :

Tableau (IV-14) : Calcul des temps de concentration

Formule	Bassin versant		Formule	Bassin versant	
	SBV1	SBV2		SBV1	SBV2
L'ANRH	3,83 h	1,24 h	KIRPICH	3,71 h	1,05h
Giandotti	3,95 h	1,64 h	VENTURA	0,38 h	0,09 h
Européen	2,18 h	0,62 h	F.Passini	28,35h	6,34h

IV-6-1) Choix du temps de concentration :

Pour le choix des temps de concentration pour les deux sous bassin versant on a opter pour la valeur obtenus avec la moyenne des trois formule ANRH, GIANDOTTI , Européen, et KIRPICH pour le SBV1

D'où **Tc= 3,42 h**

Pour le SBV2 on a opté pour la méthode européen **Tc= 0.62 h**

IV-6-2) Conclusion :

Notre bassin versant se constitue de deux sous bassins versants qui présente les caractéristiques suivantes : le premier sous bassin notée SBV1 occupe la majeure partie de la surface du bassin principale avec un temps de concentration de 3.42 h , une superficie de 13,92km² et un périmètre de 28,45km c'est le berceau de l'oued Echouk .

Un deuxième sous bassin notée SBV2 qui occupe une surface de 1,09km² un périmètre de 6,19km et un temps de concentration 0,62 h .il couvre la majeure partie urbanisée de la ville.

IV-7) Etude pluviométrique :

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

a) 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

Pmoy = 457 mm. , l'exposant climatique « **b** » de la région est de valeur **b=0,32**

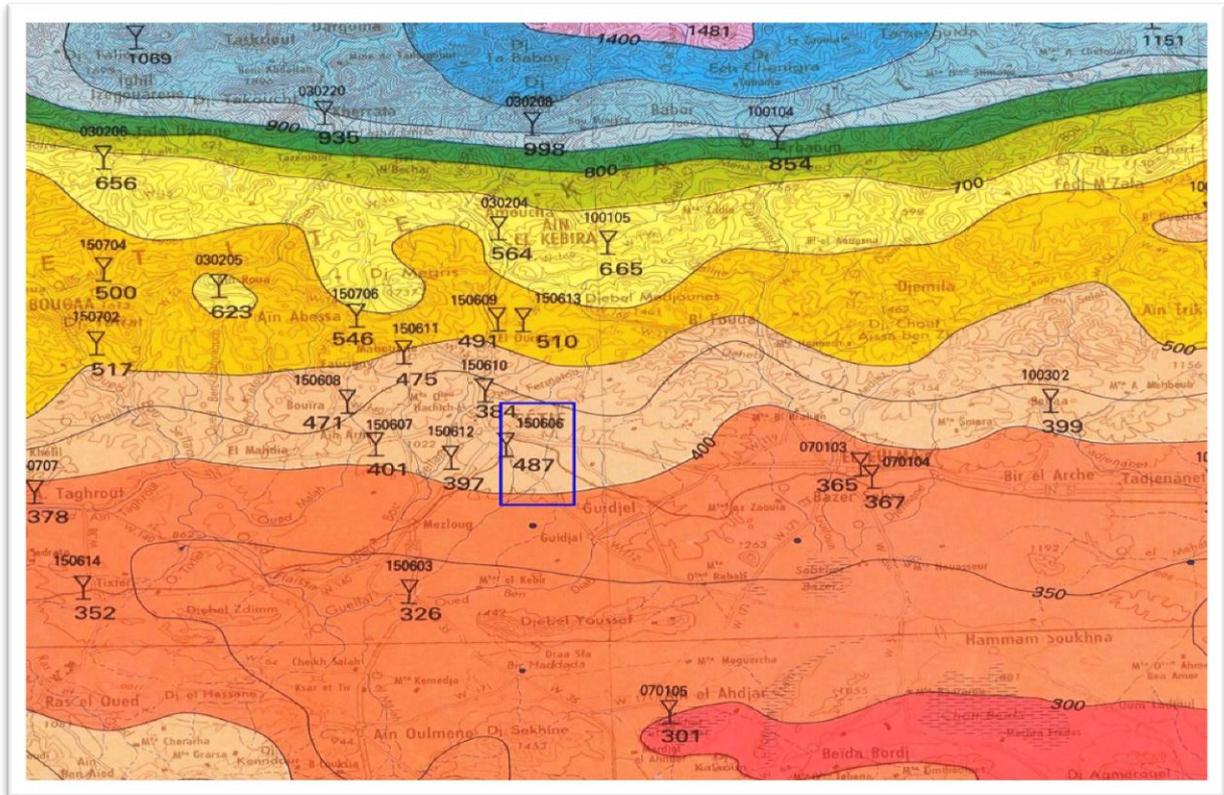


Figure (IV-3) : Carte pluviométrique II de la zone d'étude

Les données pluviométriques pour la zone d'étude ont été prises à la station de Fermatout. Le tableau suivant nous donne l'ensemble des données

Tableau (IV-15) : Série des précipitations max journalières annuelles de la station de Fermatout

Intensité (mm)	Années
24.6	1978
101	1979
34.4	1980
39.4	1981
24.5	1982
35	1983
28	1984
20.7	1985
28.1	1986
29.6	1987
31.1	1988
29.9	1989
41.5	1990
31.1	1991
45.7	1992

28.1	1993
22.7	1994
43.5	1995
18.2	1996
31.2	1997
50.3	1998
30.2	1999
26.3	2000
25.3	2001
71.6	2002
38.7	2003
61.1	2004
28.9	2005
33.4	2006
18.4	2007
38	2008
22.5	2009
25.2	2010

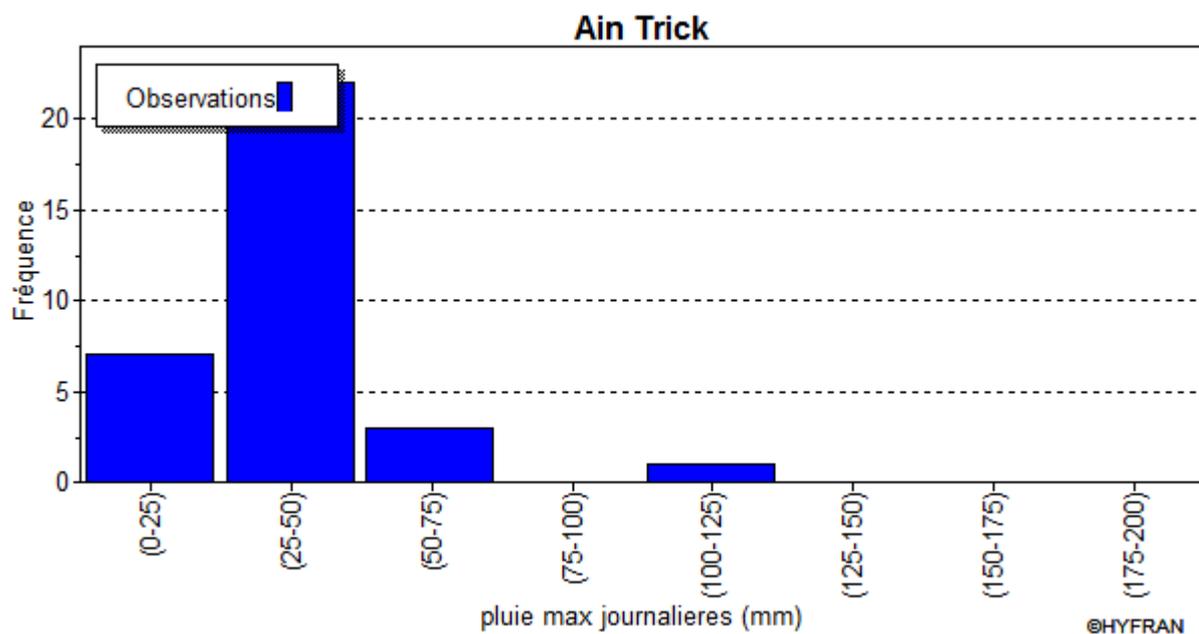


Figure (IV-4): Histogramme des pluies max journalières annuelle de l'échantillon

D'après l'histogramme des pluies max annuelles on remarque que les pluies qui reviennent le plus souvent sont des pluies compris **entre 25 et 50 mm**.

Cet histogramme nous renseigne aussi sur une pluie d'intensité rare **101mm** qui n'est survenue qu'une fois sur les 33 ans de l'échantillon étudié.

b) Analyse statistique de la série pluviométrique : L'analyse de la série des données pluviométriques est faite avec le logiciel HYFRAN .

Par les données pluviométriques on procède au calcul de l'intensité maximale des précipitations pour une durée « **T** » et de fréquence « **F** ».

Donc il faut :

- Faire l'analyse des données pluviométriques et choisir la loi à laquelle s'ajuste nos données.
- Calculer les quantiles selon la loi choisie et l'intervalle de confiance.
- Calculer la valeur de la pluie maximale journalière d'une fréquence donnée.

L'analyse des données constitue la première étape pour tout projet d'aménagement, pour notre projet on fera l'analyse des données des pluies max journalières durant une période de 1978 à 2010 de la station de FERMATOU.

c) Caractéristique de la série pluviométrique :

La série des précipitations est ajustable à des lois statistiques très nombreuses. Les plus utilisées sont celles qui font intervenir peu de paramètres et sont donc facilement utilisables appelées aussi lois classiques d'ajustement.

Tableau IV-16 : Caractéristique de l'échantillon

Caractéristique	N	P min	max	moy	médiane	Cs	CV	b
	33	18.2 mm	101mm	35.1 mm	30.2	2.47	0.471	0,34

IV-7-1) L'ajustement la série des pluies a la loi de Log-normal :

Selon la loi de log normal les résultats sont comme suite :

Tableau (IV-17) : résultat de l'ajustement à la loi de Log -normal

μ			Sigma	
3.48154			0.371783	
T	q	XT	écart-type	intervalle de confiance
100.0	0.9900	77.2	9.73	58.1 - 96.3
50.0	0.9800	69.8	8.05	54.0 - 85.5
20.0	0.9500	59.9	6.00	48.2 - 71.7
10.0	0.9000	52.4	4.61	43.3 - 61.4
5.0	0.8000	44.5	3.36	37.9 - 51.0

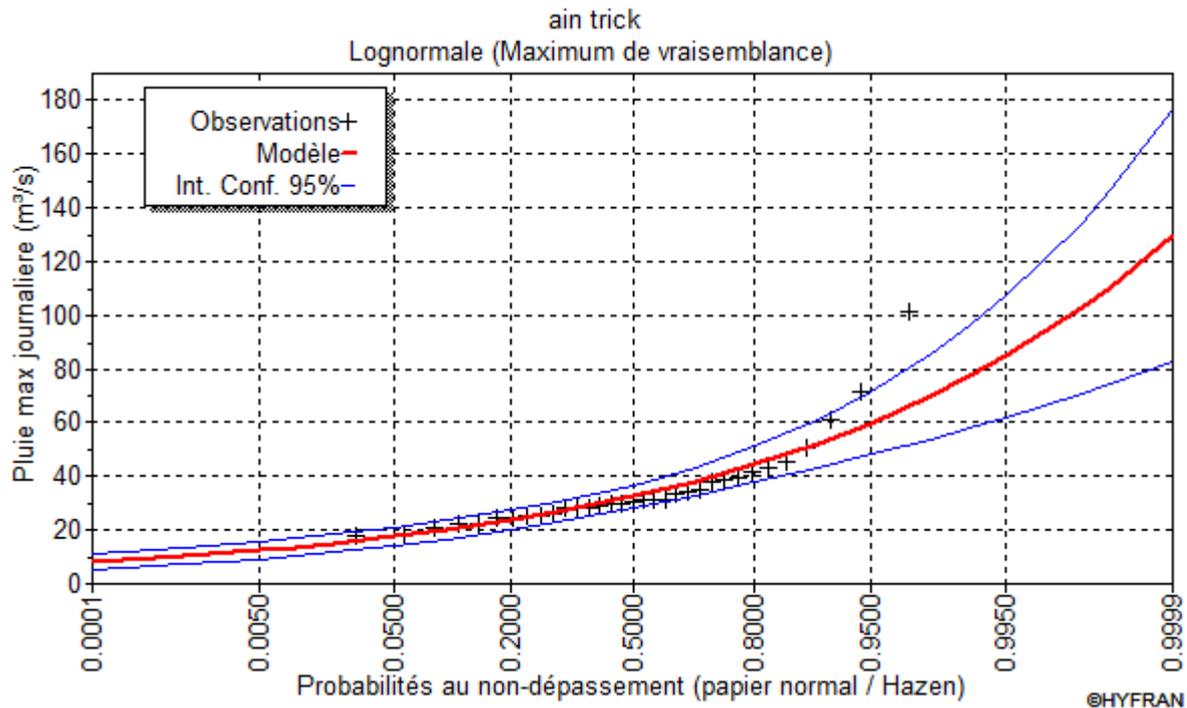


Figure (IV-5):représentation graphique de l'ajustement à la loi log-normal

- Le test d'adéquation (test de khi carré) :

Tableau (IV-18) : résultats test de khi carré

X ²	p-value	degré de liberté	Nombre de classes
4.58	0.4698	5	8

Tableau (IV-19): Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Log normale		
	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.00	18.2
Maximum	Aucun	101
Moyenne	34.8	35.1
Ecart-type	13.4	16.5
Médiane	32.5	30.2
Coefficient de variation (Cv)	0.385	0.471
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.21	2.47
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.72	8.72

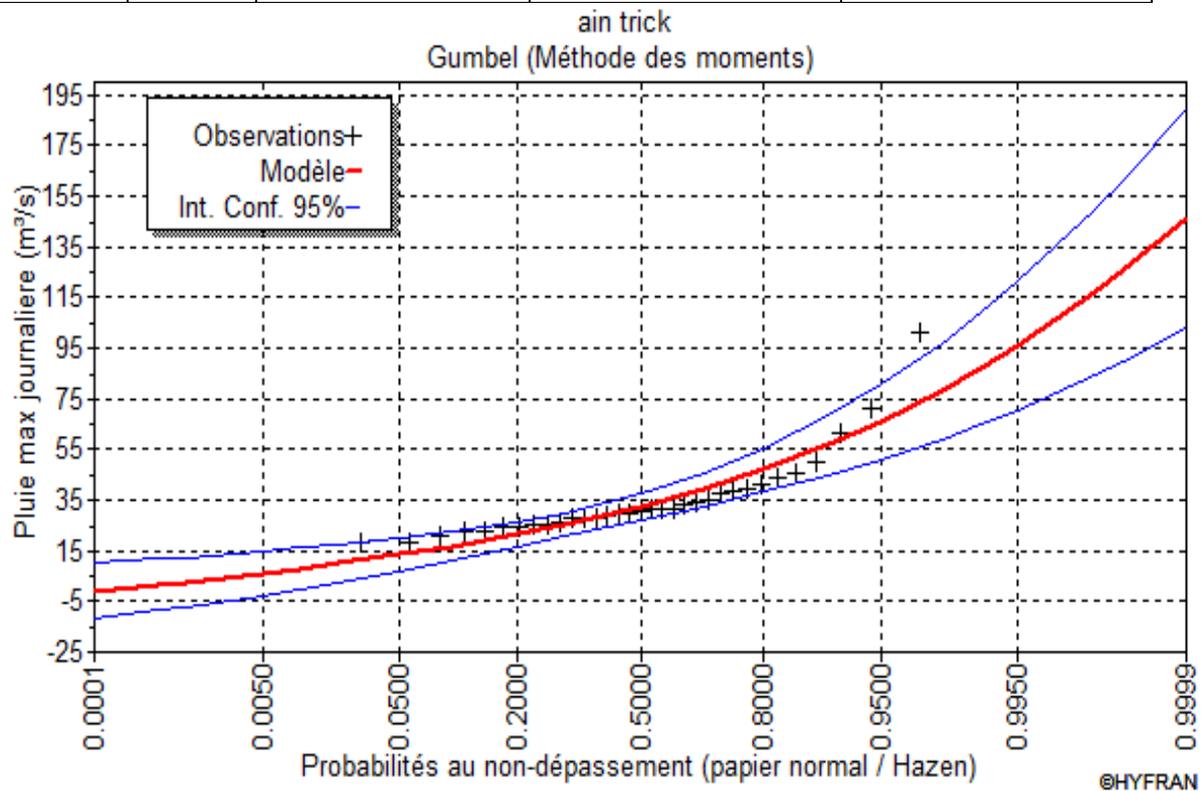
Le test de khi carré est vérifié donc notre série est ajustable à la loi de log normal.

IV-7-2) Ajustement à la loi de GUMBEL

Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV-20: Résultat de l'ajustement par la loi de GUMBEL

T	Q	Xt	écart type	intervalle de confiance
100.0	0.9900	86.9	11.3	64.8 - 109
50.0	0.9800	77.9	9.69	58.9 - 96.9
20.0	0.9500	65.9	7.59	51.1 - 80.8
10.0	0.9000	56.7	6.01	44.9 - 68.4
5.0	0.8000	47.0	4.45	38.3 - 55.7

**Figure (IV-6):** représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL

- **Teste d'adéquation (test de khi Carré) :**

Le test de khi Carrée n'est pas vérifié pour l'échantillon.

IV-7-3) Conclusion :

La loi d'ajustement prise en considération est la loi de log normal.

IV-8) Calcul des apports liquide :

Les formules suivantes permettent de calculer les apports liquides dans le Sous bassin 1 (SBV1) :

a) Formule de l'A.N.R.H:

On a :

$$A_0 = 0,915 \times P^{2,684} \times S^{0,842} \dots\dots\dots V-21$$

P : Pluie moyenne annuelle (0.457m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Le : lame d'eau écoulée (m)

$$A_0 = 0,915 \times 0,457^{2,684} \times 13,92^{0,842}$$

$$A_0 = 1,0270 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots V-22$$

$$Le = 0,0738 \text{ m}$$

$$Le = 73,8 \text{ mm}$$

b) Mallet-Gauthier :

$$Le = 0,6 \times P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \times P_{\text{moy}}}) \dots\dots\dots V-23$$

Avec :

P_{moy} : précipitation moyenne annuelle (m) (0,457m)

$$A_0 = Le \times S \dots\dots\dots V-24$$

AN :

$$Le = 0,0865 \text{ m}$$

$$Le = 86,5 \text{ mm}$$

Soit :

$$A_0 = 1,2036 \text{ Hm}^3$$

c) Formule M SAMMY

$$A_0 = Le \times S \dots\dots\dots V-25$$

$$Le = P^2 \times (293 - 2 \times 2\sqrt{S}) \dots\dots\dots V-26$$

Avec :

Le : Lamé d'eau écoulé (mm)

P : précipitation moyenne annuelle M

S : surface du SBV en km²

AN :

Le=59,479 mm

A₀= 0,8279 Hm³

Le récapitulatif des apports liquide avec les trois formule utilisés est représentée si dessous :

Tableau (IV- 21):récapitulatif des Apports Liquides

Formule	Le (mm)	A ₀ (Hm ³)
ANRH	73,8	1,0270
Mallet-Gauthier	86,5	1,2036
M SAMMY	59,479	0,8279

IV-9) Etude des crues :[11]

IV-9-1) Etude des crues pour le Sous bassin versant 01 :

A. Pluie de courte durée :

Les pluies maximales journalières P_{max j} de fréquence ou de période de retour rares sont génératrices de crues exceptionnelle contre les quelle il faut prémunir les infrastructures

Les précipitations exceptionnelles P_{max t} de durée t= Tc inférieur à 24 heures , sont reliées aux précipitations journalières fréquentielles P max j f selon la relation des pluies de courte durée valable pour les bassins du nord Algérien .

La formule suivante permet de calculer les pluies de courte durée

$$P_{tc \max (F\%)} = P_{\max j (F\%)} * (Tc/24)^b \dots\dots\dots V-27$$

Avec :

P_{tc}max : hauteur d'eau tombée d'une averse de durée Tc inférieur à 24 h

P_{max j} : hauteur d'eau tombée, d'une averse de 24h

b : exposant climatique donnée b=0,32

Tc : temps de concentration (3,42h)

Tableau (IV-22) :Le résultat de calcul des pluies de courte durée pour les période de retour 5 ans , 10ans , 20 ans , 50ans , 100 ans

T (ans)	p max j (mm)	Ptc(mm)	T (ans)	P max j (mm)	Ptc (mm)
100	77,2	41,385	10	52,4	28,09
50	69,8	37,418	5	44,5	23,855
20	59,9	32,111			

B. Calcul des intensités maximales de période t (h) et de période de retour T (ans) :

Les intensités maximales de période t (h) et de période de retour T ans son calculer par la relation suivante

$$It = \frac{Pct}{t} \dots\dots\dots V-28$$

Avec

It : intensité maximale de période t (h)

Tableau (IV-23) : intensité de pluie de période de retour T

T (ans)	ptc (mm)	It (mm/h)
100	41,385	12,10074059
50	37,418	10,94082504
20	32,111	9,389046132
10	28,090	8,213456049
5	23,855	6,975167828

Tableau IV-24 : pluies fréquentielles « ptc » et intensités de pluie « It » pour différent « t »

t (h)	ptc 5ans (mm)	it 5ans	ptc10ans(mm)	It 10an (mm/h)	ptc 20ans	It 20ans	ptc 50 ans	It(50ans)	ptc 100 ans	It 100ans
1,00	16,10	16,10	18,95	18,95	19,69	19,69	22,95	22,95	25,38	25,38
2,00	20,09	10,05	23,66	11,83	25,10	12,55	29,25	14,63	32,35	16,18
3,00	22,88	7,63	26,94	8,98	28,93	9,64	33,71	11,24	37,29	12,43
3,42	23,86	6,98	28,09	8,21	30,29	8,86	35,29	10,32	39,03	11,41
4,00	25,08	6,27	29,53	7,38	31,99	8,00	37,28	9,32	41,23	10,31
5,00	26,94	5,39	31,72	6,34	34,59	6,92	40,31	8,06	44,58	8,92
6,00	28,56	4,76	33,63	5,60	36,87	6,15	42,97	7,16	47,52	7,92
7,00	30,00	4,29	35,33	5,05	38,92	5,56	45,35	6,48	50,16	7,17
8,00	31,31	3,91	36,87	4,61	40,78	5,10	47,52	5,94	52,56	6,57
9,00	32,51	3,61	38,28	4,25	42,49	4,72	49,52	5,50	54,77	6,09
10,00	33,63	3,36	39,60	3,96	44,09	4,41	51,38	5,14	56,83	5,68
11,00	34,67	3,15	40,82	3,71	45,59	4,14	53,12	4,83	58,75	5,34
12,00	35,65	2,97	41,98	3,50	47,00	3,92	54,76	4,56	60,57	5,05
13,00	36,57	2,81	43,07	3,31	48,33	3,72	56,32	4,33	62,29	4,79
14,00	37,45	2,68	44,10	3,15	49,60	3,54	57,80	4,13	63,93	4,57
15,00	38,29	2,55	45,08	3,01	50,81	3,39	59,21	3,95	65,49	4,37
16,00	39,09	2,44	46,02	2,88	51,98	3,25	60,57	3,79	66,99	4,19
17,00	39,85	2,34	46,93	2,76	53,09	3,12	61,86	3,64	68,42	4,02
18,00	40,59	2,25	47,79	2,66	54,16	3,01	63,11	3,51	69,81	3,88
19,00	41,29	2,17	48,63	2,56	55,20	2,91	64,32	3,39	71,14	3,74
20,00	41,98	2,10	49,43	2,47	56,20	2,81	65,49	3,27	72,43	3,62
21,00	42,64	2,03	50,21	2,39	57,16	2,72	66,61	3,17	73,67	3,51
22,00	43,28	1,97	50,96	2,32	58,10	2,64	67,71	3,08	74,88	3,40
23,00	43,90	1,91	51,69	2,25	59,01	2,57	68,77	2,99	76,06	3,31
24,00	44,50	1,85	52,40	2,18	59,90	2,50	69,80	2,91	77,20	3,22

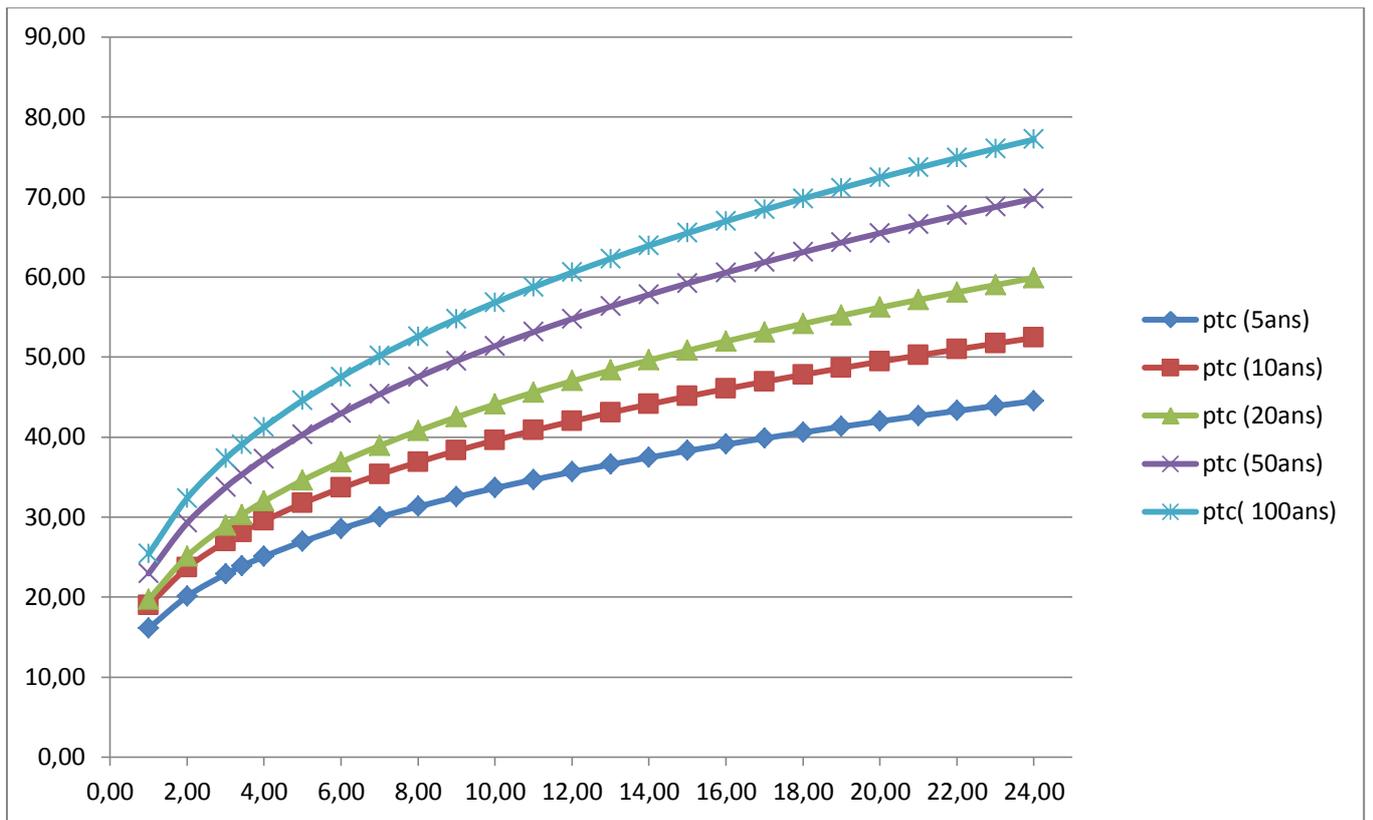


Figure (IV-7) : courbe des pluies fréquentielles

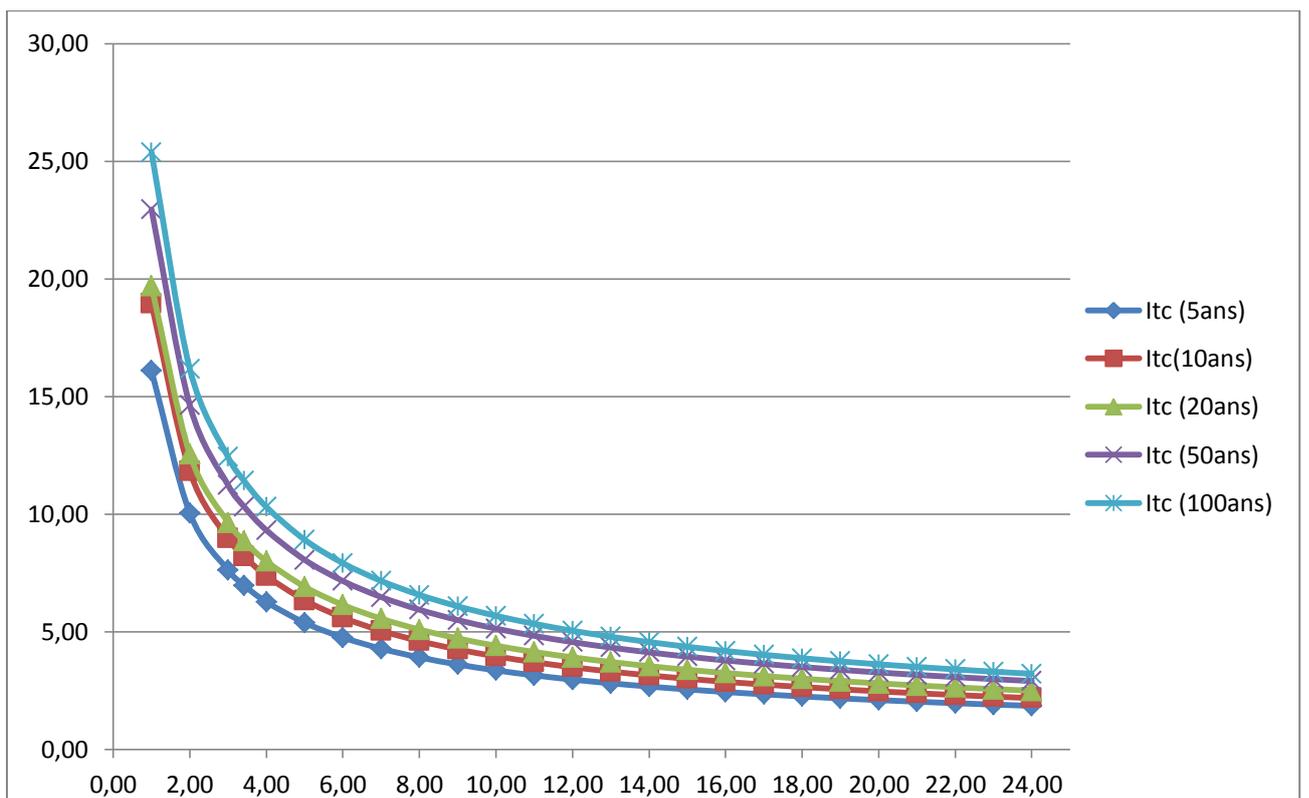


Figure (IV-8) : Courbe intensité-durée-fréquence

C. Calcul du débit maximal critique à l'exutoire :

- **Formule de Turazza :**

Elle permet de déterminer les débits instantanés maximum en fonction des pluies maximum de courte durée.

Elle permet de donner des résultats appréciables pour les bassins de petite surface

$$Q_{max}(F\%) = \frac{S * P_{tc} * C}{3,6T_c} \dots\dots\dots V-29$$

Avec :

Q_{max} : débit maximum en m³ /s

T_c : temps de concentration en heures

S : surface du bassin versant en km²

C : coefficient de ruissellement varie selon les fréquences :

Tableau (IV-25) : calcul du débit max par la formule de Turazza

T (ans)	Turazza (Q _{max})M ³ /S	C
100	37,43	0,8
50	31,73	0,75
20	25,41	0,7
10	20,64	0,65
5	16,18	0,6

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{max} = \frac{K * S * P_{tc} * \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5l_{tg}} \dots\dots\dots V-30$$

Avec :

Q_{max}: Débit maximum en m³/S

K : Coefficient topographique variant de 0,066 à 0,16 (K=0,16)

P_{tc} : pluie fréquentielle de durée de concentration T_c, en mm

Hmoy : Altitude moyenne en m (Hmoy=1074,62m)

Hmin : Altitude minimale en m (Hmin=970m)

S : surface du bassin versent Km² (S1=13,92 Km²)

Tableau (IV-26) : débit critique maximum avec la loi de GIANDOTTI

T (ans)	Qmax m ³ /s
100	20,59
50	18,61
20	15,97
10	13,97
5	11,87

- **Formule rationnelle :**

$$Q_{max} = C * I * S \dots\dots\dots V-31$$

Avec :

Qmax : Débit maximal en m³/s

S : surface du bassin versent Km²

C : Coefficient de ruissellement 0,4 < C < 0,8 (**C=0,6 zone non urbaine**) plus les sol est imperméable plus le coefficient de ruissellement est important

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

$$I = 0,278 * \frac{Ptc}{Tc} \dots\dots\dots V-31$$

Tableau (IV-27) : débit critique avec la formule rationnelle

T (ans)	Q _{max} M ³ /s
100	28,10
50	25,40
20	21,80
10	19,07
5	16,20

- **Formule de SOKOLOVSKY**

Cette formule tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie du temps de concentration, et du ruissellement.

$$Q_{max} = \frac{0,28 * Ptc * \alpha * S}{Tc} * f \dots\dots\dots V-32$$

Avec :

Ptc: pluie de courte durée pour un temps $t=T_c$

S : superficie du bassin versant (Km²)

Tc : temps de concentration (heure)

0,28 : coefficient de changement d'unité

α : Coefficient de ruissèlement selon la fréquence ($0,6 < \alpha < 0,8$)

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

$$f = \frac{12}{4+3Y} \dots\dots\dots V-33$$

Y : dépend du bassin versant, le tableau si dessous donne ses valeurs

Tableau (IV-28) : valeur Y selon le bassin versant

Surface du bassin versant	Y
Surface du BV comprise entre 1 et 50Km ²	2
Pour un bassin boisé avec un sol perméable	$2 \leq Y \leq 2,5$
Pour un bassin boisé imperméable	$3 \leq Y \leq 4$

AN

f=1,2

Tableau (IV-29) : Calcul des débits avec la formule de Sokolvsky

t ans	Q m ³ /s
100	45,28
50	40,94
20	35,13
10	30,73
5	26,10

D. Récapitulatif des débits maximum des crues :

Les résultats obtenus avec les différentes formules sont représentée dans le tableau si dessous

Tableau (IV-30): récapitulatif sur des débits maximum de crue

Période de retour	100	50	20	10	5
fréquence %	1	2	5	10	20
TURAZZA Q m3/s	37,43	31,73	25,41	20,64	16,18
Giandotti Q m3/s	20,59	18,61	15,97	13,97	11,87
Rationelle Q m3/s	28,10	25,40	21,80	19,07	16,20
Sokolovsky Q m3/s	45,28	40,94	35,13	30,73	26,10

Pour le débit maximum on prend la valeur la plus proche de la moyenne donc on prend le débit obtenus avec la formule SOKOLVSKY.

E) Construction de l'hydrogramme de crue : [11]

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue :

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on suit la méthode de Sokolvsky qui devise l'hydrogramme en deux parties non symétrique, l'une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

Le temps de montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \dots\dots\dots V-34$$

$t_m = t_c = 3,42 \text{ h}$: temps de montée.

Le temps de décrue :

$$Q_{\text{dec}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^3 \dots\dots\dots V-35$$

Avec :

$$T_d = \sigma t_m (\text{ Sokolvsky}) \dots\dots\dots V-36$$

σ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est compris entre (2-4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

On prend $\sigma = 2,5$

Donc : **$T_d = 8,55 \text{ h}$**

Les résultats de calcul des débits de crues pour les différentes périodes de retour (5 ans ; 10ans ; 20ans ; 50 ans ; 100 ans) sont dans le tableau suivant :

Tableau (IV-31) : hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

t	Q1%	Q2%	Q5%	Q10%	Q20%
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,97	0,88	0,75	0,66	0,56
1	3,87	3,50	3,00	2,63	2,23
1,5	8,71	7,88	6,76	5,91	5,02
2	15,49	14,00	12,01	10,51	8,93
2,5	24,20	21,88	18,77	16,42	13,95
3	34,84	31,50	27,03	23,65	20,08
3,42	45,28	40,94	35,13	30,73	26,10
3,5	9,33	8,44	7,24	6,33	5,38
4	6,82	6,17	5,29	4,63	3,93
4,5	4,81	4,35	3,73	3,27	2,77
5	3,24	2,93	2,51	2,20	1,87
5,5	2,06	1,86	1,59	1,39	1,18
6	1,20	1,09	0,93	0,82	0,69
6,5	0,62	0,56	0,48	0,42	0,36
7	0,27	0,24	0,21	0,18	0,16
7,5	0,08	0,08	0,07	0,06	0,05
8	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
8,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

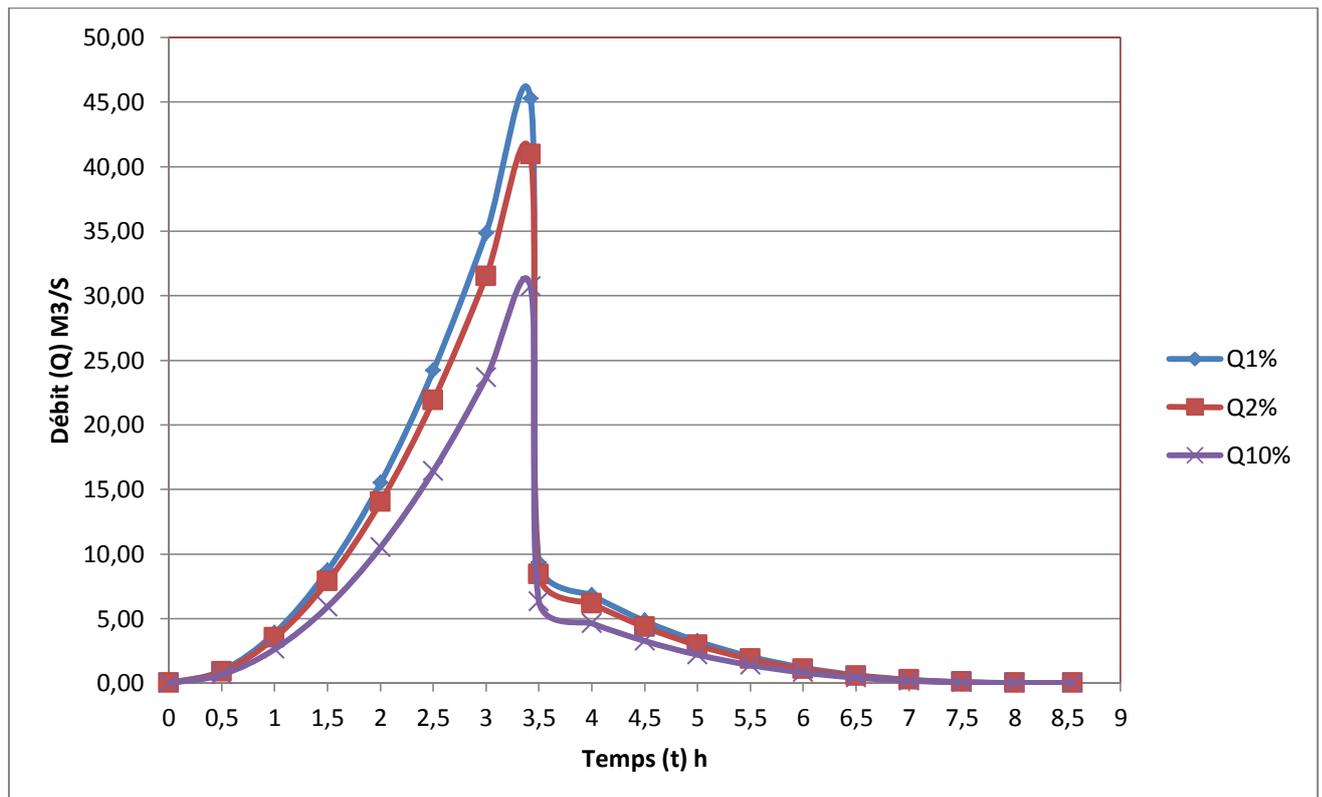


Figure (IV-9) : Hydrogramme de crue pour différentes période de retour

IV-9-2) Etude des crues au niveau du deuxième sous bassin versant SBV2 :

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

Pour l'estimation du débit à l'exutoire du bassin versant on a opté pour la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans et un temps de concentration de 37,2 min (obtenus avec la méthode EUROPEEN)

A) Calcul des pluies maximales journalières de fréquence RARE :

Le calcul des pluies journalières de fréquence durée se fait à l'aide de l'équation (V-27)

Tableau (IV-32) : Pluie de courte durée pour différentes période de retour

T	p max j	ptc
100,00	77,20	23,96
50,00	69,80	21,66
20,00	59,90	18,59
10,00	52,40	16,26
5,00	44,50	13,81

B) Calcul du débit à l'exutoire :

Formule utilisée pour des bassins versants ayant une superficie $S < 5 \text{ Km}^2$

$$Q_{\max} = C \cdot I \cdot S$$

Avec :

Avec :

Q_{\max} : Débit maximum en m^3/s

S : Surface du bassin versant en km^2 .

C : coefficient de ruissellement

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

Pour les zones urbaines : $0,4 > C > 0,8$ en prend : $C=0.7$

Tableau (IV-33) : débit maximum à l'exutoire du SBV2 pour différentes période de retour

T (ans)	Q_{\max} (m^3/s)
100	10,62096
50	7,41192149
20	6,36066042
10	5,56425051
5	4,72536542

On prend le débit obtenu pour la période de retour de 10 ans d'où $Q_{\max} = 5,56 \text{ m}^3/\text{s}$

IV-10) Conclusion :

L'étude hydrologique est une étape primordial pour tout projet d'aménagement hydraulique permet de calculer les débits maximum transisent par l'exutoire du bassin versent, et de la sorte le dimensionnement des ouvrage qui permettront le transite de ces débit.

Pour notre étude on a deux sous bassins versant et le résultat de l'étude sont :

Le débit maximum du sous bassin versent un (SBV1) est de l'ordre de **45 ,28 m³/s**, et le débit maximum au niveau de l'exutoire du sous bassin versent deux (SBV2) est de l'ordre de

5,56 m³/s.

CHAPITRE V :

**DIMENSIONNEMENT DES
CANAUX**

V-1) Introduction :

Cette partie a pour but le dimensionnement des ouvrages qui permettront le transit des débits, calculer dans le chapitre précédent, le calcul hydraulique se fera en tenant compte un écoulement à surface libre.

Donc on est amené à déterminer la forme géométrique des ouvrages projetés, tout en s'assurant de la stabilité des berges et l'amélioration des conditions de l'écoulement de l'eau.

On procèdera d'abord à l'aménagement du sous bassin versant un (SBV1) après on passera au calcul des ouvrages du sous bassin versant deux (SBV2).

Ouvrage projeté :

- 1) Pour l'aménagement du cours d'eau du sous bassin versant numéro 1 (SBV1) on optera pour un canal trapézoïdal dont on calculera les différents paramètres géométriques en tenant compte du débit obtenu pour une période de retour de 100 ans.
- 2) Pour l'aménagement du sous bassin versant deux (SBV2), ce dernier couvrant la partie urbanisée de la ville de Ain trick dont des extensions sont prévues, l'ouvrage à dimensionner est un canal fermé de section rectangulaire.

V-2) Rappel sur l'écoulement à surface libre [12] :

Dans un écoulement à surface libre, le liquide s'écoule au contact de l'atmosphère. La surface libre est la surface de séparation entre l'eau et l'atmosphère. En tout point de cette surface, la pression égale la pression atmosphérique.

Une différence importante entre un écoulement en charge et un écoulement à surface libre provient de la géométrie de l'écoulement. Pour une conduite sous pression, l'écoulement occupe toute la section de la conduite qui est la plupart du temps circulaire, ne dépend généralement que du diamètre. Pour un écoulement à surface libre, la géométrie de la section peut par contre être très diversifiée.

V-2-1) Classification des écoulements [12] :

Les écoulements à surface libre peuvent être permanents ou non permanents. Dans un écoulement permanent toutes les propriétés de l'écoulement, en particulier le débit, sont constantes dans le temps. On pratique un tel écoulement n'existe pas. Cependant, l'hypothèse

de la permanence de l'écoulement est souvent retenue dans les conditions suivantes :

- Par souci de simplification, l'ingénieur se place volontairement dans ce contexte idéal dans l'étape de conception ou de réhabilitation ;
- Dans certains cas, les propriétés de l'écoulement varient lentement dans de telle sorte que l'hypothèse de permanence est acceptable.

Quand le débit varie significativement dans le temps, l'écoulement est considéré non permanent.

V-2-2) Les caractéristiques géométriques de l'écoulement à surface libre [12] :

a) La section mouillée d'un canal :

On appelle section mouillée **Sm** d'un canal la portion de la section du canal limitée par les parois du canal et la surface libre

b) Périmètres mouillé d'un canal :

On appelle périmètres mouillé **Pm** D'un canal, le périmètre de la section mouillée qui inclut les parois solides mais ne comprend pas la surface libre.

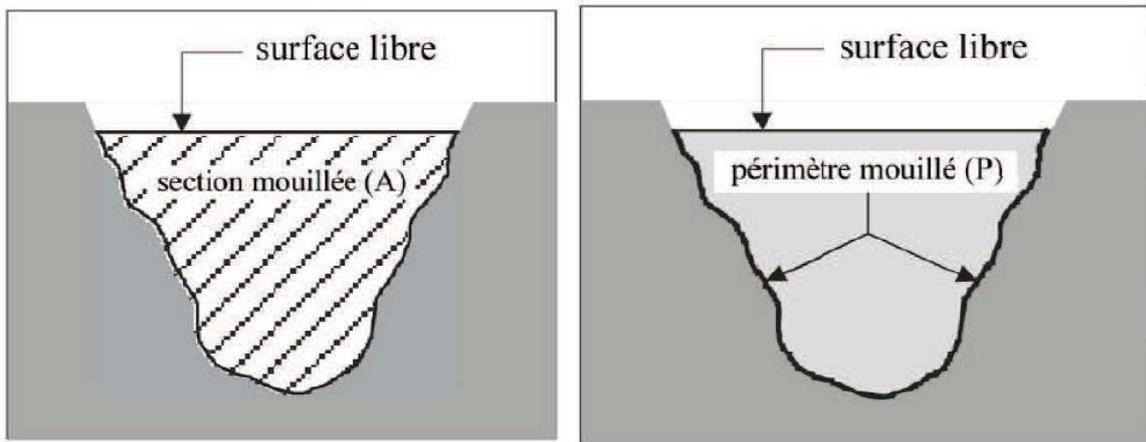


Figure (V-1) : section mouillée d'un canal **Figure (V-2) :** périmètre mouillé d'un canal

c) Le rayon hydraulique

On appelle rayon hydraulique R_H le quotient de l'aire de la section mouillée **Sm** et du périmètre mouillée **Pm** :

$$R_H = \frac{Sm}{Pm} \dots\dots\dots (V-1)$$

d) Profondeur ou tirant d'eau :

C'est la hauteur d'eau au-dessus du point le plus bas de la section perpendiculaire à l'écoulement. Dénomé généralement par h ou y.

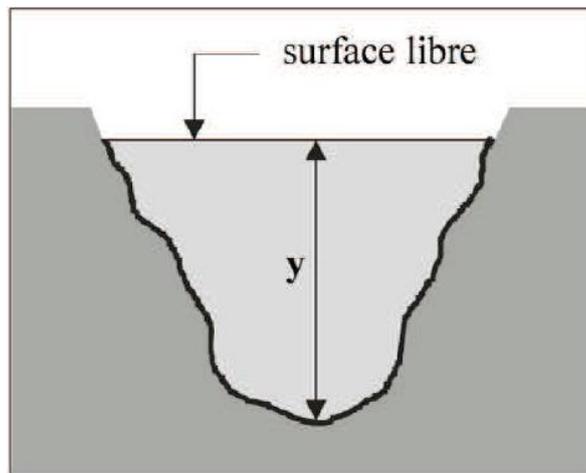


Figure (V-3): *profondeur d'eau*

e) **Larguer au plan d'eau :**

La largeur de la section mouillée à la surface libre est appelée largeur au plan d'eau. On la dénote généralement **B**.

f) **Larguer du radier :**

La largeur de la section mouillée au niveau du fond du canal est appelée largeur au radier, représentée par **b**.

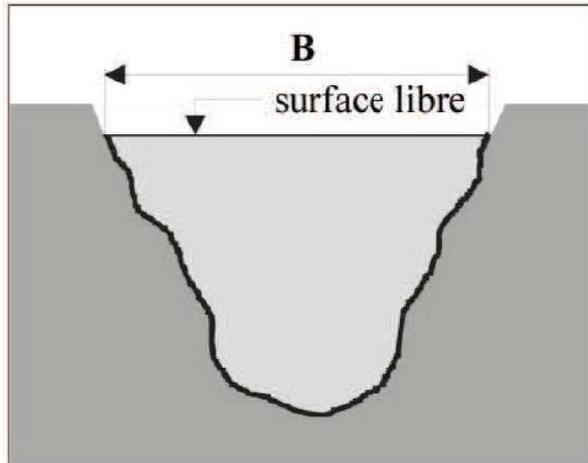


Figure (V-4) : *largeur au plan d'eau*

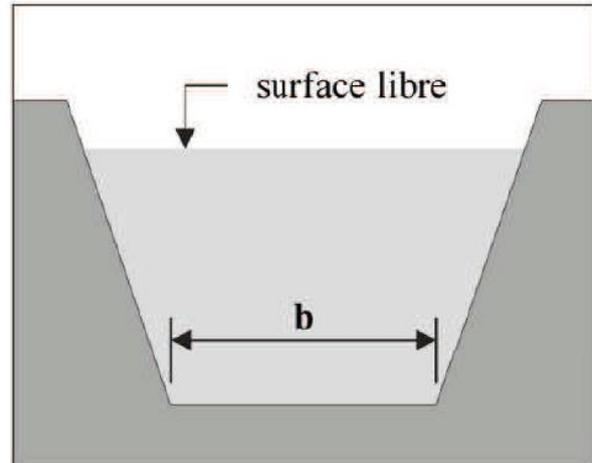


Figure (V-5) : *largeur du radier*

g) **La pente du canal :**

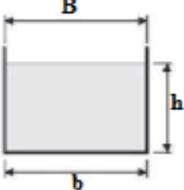
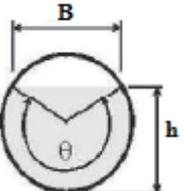
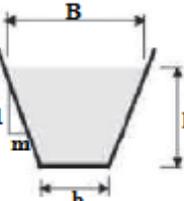
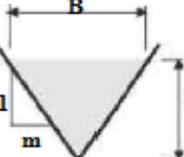
On définit la pente d'un canal comme étant la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale.

V-2-3) Canal prismatique :

Un canal prismatique est un canal dont la pente est la géométrie de la section restent constantes dans la direction longitudinale du canal. Lorsqu'une de ces conditions n'est pas respectée le canal est dit non prismatique.[12]

Le tableau si dessous représente les caractéristiques des canaux prismatiques les plus fréquents en pratique :

Tableau (V-1) : propriétés géométriques des sections courantes [12]

Forme de la section	Section mouillée Sm	Périmètre mouillé Pm	Rayon hydraulique Rh	Largeur B
Rectangulaire 	$b * h$	$b+2h$	$\frac{b * h}{b + 2h}$	b
Circulaire 	$\frac{D^2}{8} (\theta - \sin\theta)$	$\frac{\theta D}{2}$	$\frac{D}{4} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta})$	$D \sin \frac{\theta}{2}$
Trapézoïdal 	$(b+mh) h$	$b+2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + mh) h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	$b+2mh$
Triangulaire 	$m h^2$	$2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{m h^2}{2h\sqrt{1 + m^2}}$	$2mh$

V-2-3-1) La formule de CHEZY pour l'écoulement uniforme :

Pour l'écoulement permanent uniforme est la plus utiliser celle-ci donne la vitesse de l'écoulement [12] :

$$U = C \sqrt{RI} \dots\dots\dots(V-2)$$

Sachant que $Q=U*S$

D'où

$$Q = C S_m \sqrt{RI} \dots\dots\dots(V-3)$$

Avec :

V : vitesse de l'écoulement dans le canal (m/s)

C : Coefficient de CHEZY m^{1/2}/S

S_m : section mouillée (m²)

R : rayon hydraulique (m)

I : pente du canal

Le coefficient de CHEZY : [12]

Le coefficient de CHEZY peut être obtenu en utilisant l'une des formules suivantes

- **Formule de Kutter**

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{I} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(23 + \frac{0,00155}{I} \right)} \dots\dots\dots(V-4)$$

- **Formule de MANNING – STRICKLER :**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots(V-5)$$

- **Formule de Bazin**

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \dots\dots\dots(V-6)$$

Dans chaque une des formules ci-dessus m et n désignent des coefficients de rugosité déterminés par les expériences faites seulement dans l'eau. Le tableau suivant donne quelques moyennes de n employées dans les formules de KUTTER ET MANNING ET DE m dans la formule de BAZIN : [13]

Tableau (V-2) : Valeurs de n et m selon le type de parois

Type du canal ouvert	n	m
• Ciment très lisse, bois bien raboté	0,010	0,11
• Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revêtue	0,012	0,20
• Bon tuyau d'égout vitrifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté,	0,013	0,29

caniveaux de métal lisse.		
• Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0,015	0,4
• Canaux a même la terre droits et en bon état.	0,023	1,54
• Canaux a même la terre d'état moyen.	0,027	2,36
• Canaux découpés dans le roc.	0,040	3,50
• Rivière on bon état.	0,030	3

On utilisant la formule de MANNING-STRICKLER on écrit la formule du débit comme suite

$$Q = \frac{1}{n} R^{1/6} * Sm * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots(V-7)$$

D'où :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} * Sm * \sqrt{I} \dots\dots\dots(V-8)$$

Avec:

$$\frac{1}{n} = K \dots\dots\dots(V-9)$$

D'où :

$$Q = K * Sm * R^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots(V-10)$$

K : coefficient de rugosités de STRICKLER

L'équation (V-7) servira pour le dimensionnement des canaux à ciel ouvert dans l'ensemble de ce chapitre

V-2-3-2) Le cas particulier de la conduite circulaire[11] :

La section circulaire est pratiquement adopter pour toutes les conduites de drainage fabriqué aujourd'hui. L'usage des formules du **tableau (V-1)**, pour calculer les caractéristique géométrique d'une conduite de section circulaire pour différent degré de remplissage n'est cependant pas aisé. On utilise le **tableau (V-3)** et la **figure (V-6)** pour résoudre tout type de problème lié au conduite partiellement rempli il exprime la relation entre la fraction de remplissage de la conduite y/D et les autre propriétés géométrique (Sm/Sp , RH/RHp) et hydraulique (V/Vp) et (Q/Qp)

Tableau (V-3) : Propriétés géométrique et hydraulique d'une conduite coulant partiellement pleine [12]

(y/D)	(Sm/Sp)	(RH/RHp)	(V/VP)	(Q/Qp)
0.015	0.00187	0.1302	0.2569	0.0048
0.10	0.0520	0.2541	0.4011	0.0209
0.15	0.0941	0.3715	0.5168	0.0486
0.20	0.1424	0.4824	0.6151	0.0876
0.25	0.1955	0.5865	0.7007	0.1370
0.30	0.2523	0.6838	0.7761	0.1968
0.35	0.3119	0.7740	0.8430	0.2629
0.40	0.3735	0.8569	0.9022	0.3370
0.45	0.4346	0.9323	0.9544	0.4165
0.50	0.5000	1.0000	1.0000	0.5000
0.55	0.5635	1.0595	1.0393	0.5857
0.60	0.6265	1.1105	1.0724	0.6718
0.65	0.6880	1.2526	1.0993	0.7564
0.70	0.7476	1.1849	1.1198	0.8372
0.75	0.8045	1.2067	1.1335	0.9119
0.80	0.8576	1.2167	1.1397	0.9775
0.85	0.9059	1.2131	1.1374	1.0304
0.90	0.9480	1.1921	1.1243	1.0658
0.95	0.9813	1.1458	1.0950	1.0745
1.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

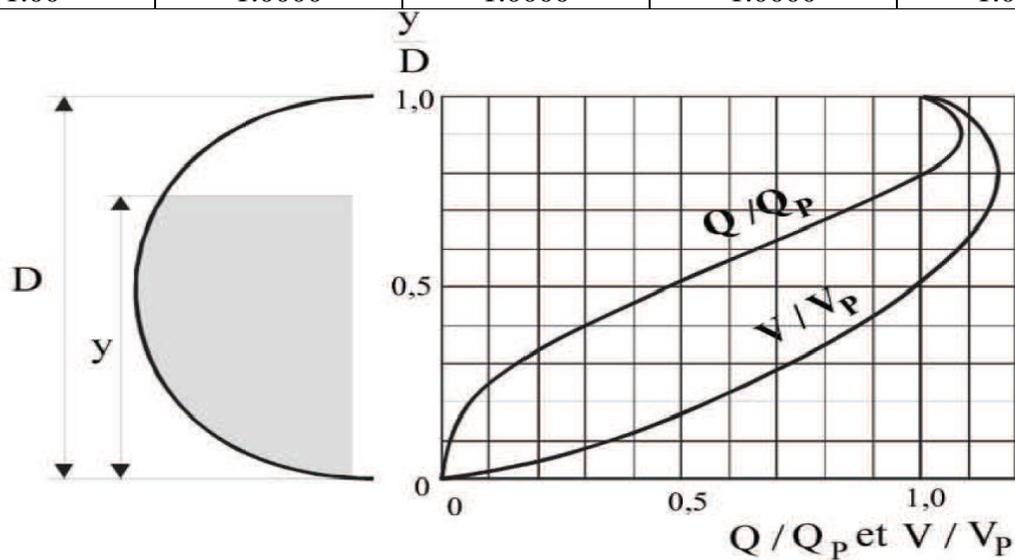


Figure (V-6) : Vitesse et débit 'écoulement dans une conduite a section circulaire partiellement pleine [12]

Les propriétés sont normalisées par rapport aux caractéristiques de la conduite

Les équations pour la vitesse et le débit son plus simple à utiliser :

$$V_p = \frac{0.3969}{n} * D^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (V-11)$$

$$D = \left(\frac{n}{0.3117} * \frac{Q}{\sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (V-12)$$

$$Q_p = \frac{0.3117}{n} * D^{\frac{8}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (V-13)$$

Avec :

D : diamètre théorique m .

Qp : débit a pleine section m³/s .

n = :coefficient de rugosité de Maning .

Vp : vitesse a plein section .

V-2-3-3) Notion de section la plus avantageuse [12] :

La section droite la plus efficace d'un canal ouvert est celle qui a la plus grande capacité, pour une aire et un coefficient de rugosité donné. La plus efficace est la section demi-cercle qui a le plus faible périmètre mouillée pour une aire donnée.

Le tableau si dessous donne les caractéristiques hydrauliques de la section optimale pour différentes géométries :[12]

Tableau (V-4) : caractéristiques hydrauliques de la section optimale pour différentes géométries [13]

Forme de la section	Aire Sm (m ²)	Périmètre mouillé Pm (m)	Rayon hydraulique Rh (m)	Largeur au plan d'eau B (m)
Trapézoïdal (demi hexagone)	$\sqrt{3}h^2$	$2\sqrt{3} h$	$h/2$	$4/ 3\sqrt{3} h$
Rectangle (demi carré)	$2h^2$	$4h$	$h/2$	$2h$
Triangle (demi carré)	h^2	$2\sqrt{2} h$	$1/4\sqrt{2} h$	$2h$
Demi-cercle	$\pi/ 2h^2$	πh	$h/2$	$2h$
Parabole	$4/3\sqrt{2} h^2$	$8/3\sqrt{2} h$	$h/2$	$2\sqrt{2} h$

V-2-3-4) Le Nombre de FROUDE :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (V-14)$$

Le nombre de FROUDE nous permet de classée l'écoulement du cours d'eau comme suite :

Fr < 1 écoulement fluvial et hc < hn

Fr > 1 écoulement torrentielle et hc > hn

Fr = 1 écoulement critique hc = hn

V-3) Dimensionnement des ouvrages :

le plant suivant représente les tronçon d'ont on feras l'aménagement :

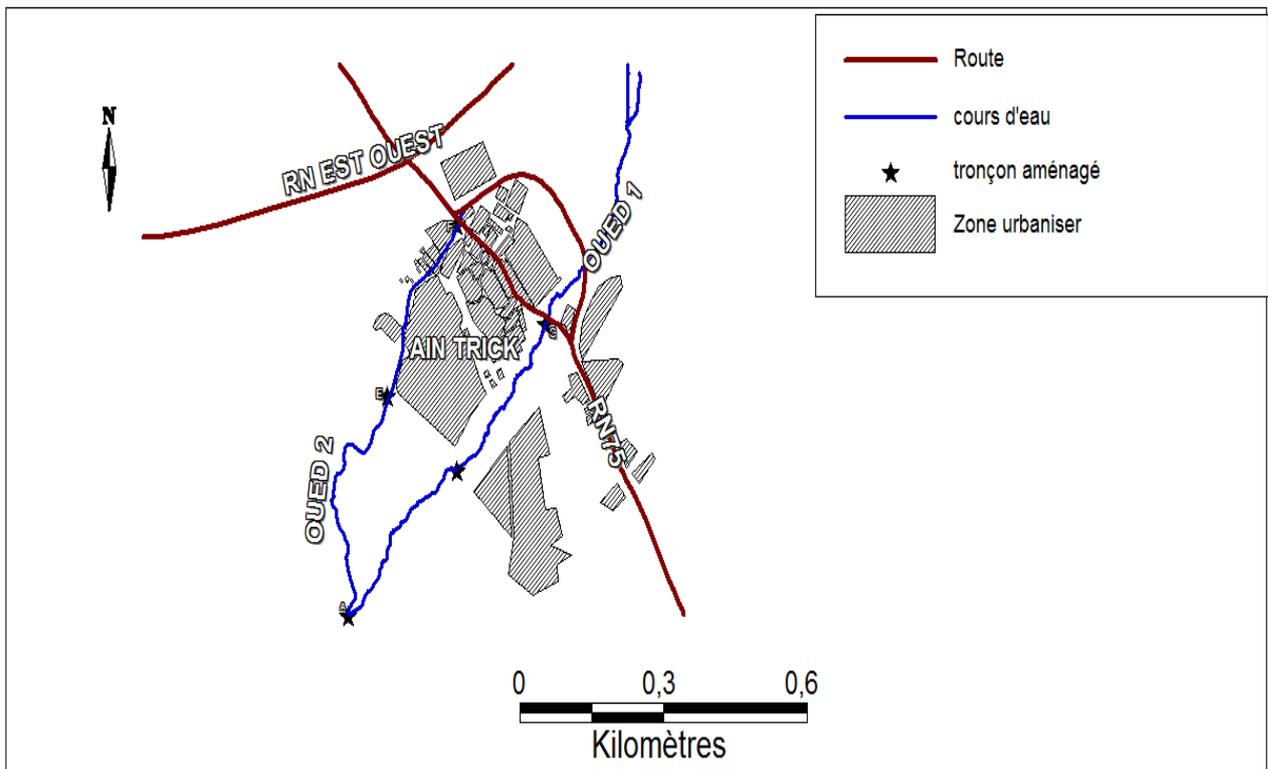


Figure (V-7) : carte map info définissant les tronçons dimensionnés

V-3-1) Aménagement de l'oued 1 sud d'ain trick (SBV1):

Pour le dimensionnement des canaux on optera pour deux méthode une approche manuelle et une approche informatique avec le logiciel CANAL 21 on finira par comparer les résultats obtenus avec les deux méthodes.

Donnée relative au SBV1 : le dimensionnement est fait pour deux périodes de retour pour 100

- Débit pour T=100 ans : Q=45,28 m³/s (calculer dans le chapitre IV)

Pour le calcul on a utilisé l'équation (V-7) :

$$Q = \frac{1}{n} R^{1/6} * Sm * \sqrt{R * I}$$

V-3-1-1) Dimensionnement du canal trapézoïdal :

Les paramètres géométriques du canal sont comme suite :

- Forme géométrique trapézoïdale
- La base du radier $b = 2\text{m}$
- La pente moyenne du lit du cours d'eau est de l'ordre 1,55% , la pente du canal = 1%
- Le fruit des talus $m = 1$
- on prévoit une revanche comprise entre 0,5 m et 1 m
- caractéristique de la section du canal sont prise à partir du tableau (V-1)
- le coefficient de rugosités de Maning comme cité dans le tableau (V-2) est de l'ordre de 0,013 ($n = 0,013$) pour le béton .

V-3-1-2) Calcul de la hauteur normale :

A. Approche manuelle :

On procède par itération jusqu'à avoir la valeur de h qui donne approximativement le débit qu'on veut faire transiter dans le canal.

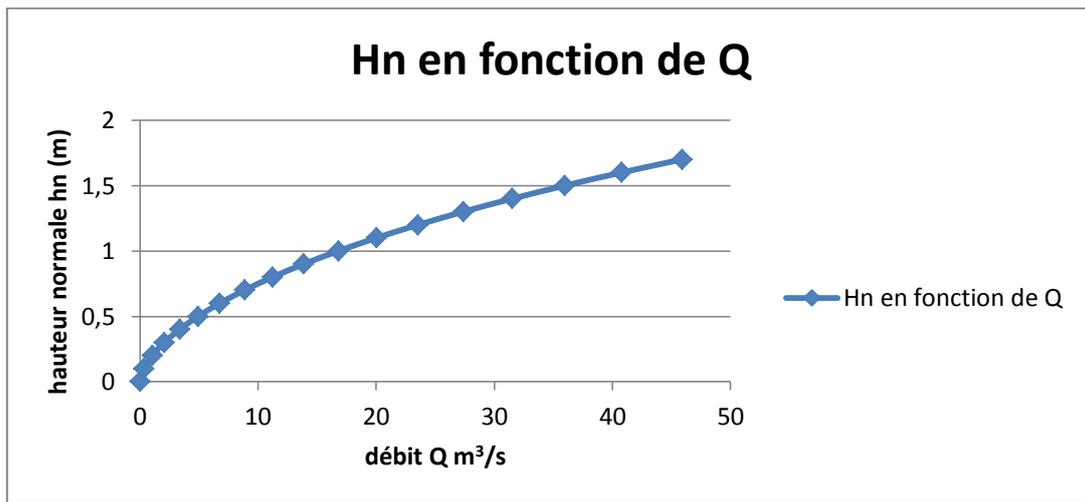
L'application de la formule de **CHEZY (V-7)** pour différente hauteur h , ainsi que les différent débit obtenus, la vitesse, et le régime d'écoulement a donné le tableau suivant :

Tableau (V-5) : Itération pour le calcul de la hauteur normal

hn	b(m)	m	Sm (m ²)	pm (m)	Rh (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	fr	régime d'écoulement
0	2	1	0	0	0	0	0	/	/
0,100	2,000	1,000	0,210	2,283	0,092	0,329	2,333	2,355	torrentielle
0,200	2,000	1,000	0,440	2,566	0,171	1,045	3,185	2,274	torrentielle
0,300	2,000	1,000	0,690	2,849	0,242	2,062	3,786	2,207	torrentielle
0,400	2,000	1,000	0,960	3,131	0,307	3,357	4,259	2,150	torrentielle
0,500	2,000	1,000	1,250	3,414	0,366	4,921	4,654	2,102	torrentielle
0,600	2,000	1,000	1,560	3,697	0,422	6,751	4,997	2,060	torrentielle
0,700	2,000	1,000	1,890	3,980	0,475	8,849	5,301	2,023	torrentielle
0,800	2,000	1,000	2,240	4,263	0,525	11,220	5,576	1,990	torrentielle
0,900	2,000	1,000	2,610	4,546	0,574	13,869	5,829	1,962	torrentielle
1,000	2,000	1,000	3,000	4,828	0,621	16,802	6,063	1,936	torrentielle
1,100	2,000	1,000	3,410	5,111	0,667	20,027	6,283	1,913	torrentielle

1,200	2,000	1,000	3,840	5,394	0,712	23,549	6,490	1,892	torrentielle
1,300	2,000	1,000	4,290	5,677	0,756	27,377	6,687	1,872	torrentielle
1,400	2,000	1,000	4,760	5,960	0,799	31,518	6,874	1,855	torrentielle
1,500	2,000	1,000	5,250	6,243	0,841	35,980	7,054	1,839	torrentielle
1,600	2,000	1,000	5,760	6,525	0,883	40,769	7,227	1,824	torrentielle
1,700	2,000	1,000	6,290	6,808	0,924	45,895	7,393	1,810	torrentielle

La représentation graphique des résultats de l'approximation est donnée si dessous



La figure (V-8) : la hauteur « hn » en fonction du débit « Q »

Par interpolation linéaire on tire la valeur exact de hn sachant que Le débit $Q=45,28 \text{ m}^3/\text{s}$ se situe entre $h1= 1,6 \text{ m}$ et $h2=1,7\text{m}$ correspondant respectivement au débit $Q1=40,769\text{m}^3/\text{S}$ et $Q2=45,895\text{m}^3/\text{S}$

$$hn = \frac{((Q1-Q)h2)+((Q-Q2)h1)}{Q1-Q2} \dots\dots\dots(V-15)$$

Tableau (V-6) : détermination de la hauteur normale

les débit Q(m3/s)	Q1	40,769
	Q	45,28
	Q2	45,895
les hauteurs correspondantes	h1	1,6
	hn	1,688
	h2	1,7

La hauteur du tirant d'eau est égale à **1,688m**

V-3-1-3) La hauteur spécifique :

$$E_s = h + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(V-16)$$

Es=5,42 m

V-3-1-4) Calcul de la hauteur critique hc :

Pour un écoulement critique dans un canal de forme non rectangulaire la détermination de la hauteur critique et donnée par approximations successive : [13]

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{S_c^3}{B} \dots\dots\dots(V-17)$$

Sachant que dans l'écoulement critique hc=h

$$S_c = (b' + mhc) hc \dots\dots\dots(V-18)$$

$$B = b' + 2 m hc \dots\dots\dots(V-19)$$

On remplace dans l'équation (VI-17) :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{((b' + mhc)hc)^3}{b' + 2 m hc} \dots\dots\dots(V-20)$$

Ou :

- Q :débit (m³/s) ;
- Sc :section critique (m²) ;
- B : largeur au plan d'eau (m) ;
- hc : hauteur critique (m) ;
- b' : largeur au fond (m) ;
- m : fruit des talus ;
- g : accélération gravitaire (m/s²) ;

Tableau (V-7) : Approximations successive pour le calcul de la hauteur critique

Q (m ³ /s)	G	Q ² /g	hc (m)	b (m)	M	Sc (m ²)	B (m)	S ³ /Bcorrespondent m ³ /s
45,28	9,81	209,00	1,00	2,00	1,00	3,00	4,00	2,75
45,28	9,81	209,00	1,10	2,00	1,00	3,41	4,20	4,04
45,28	9,81	209,00	1,20	2,00	1,00	3,84	4,40	5,77
45,28	9,81	209,00	1,30	2,00	1,00	4,29	4,60	8,05
45,28	9,81	209,00	1,40	2,00	1,00	4,76	4,80	10,99
45,28	9,81	209,00	1,50	2,00	1,00	5,25	5,00	14,75
45,28	9,81	209,00	1,60	2,00	1,00	5,76	5,20	19,48
45,28	9,81	209,00	1,70	2,00	1,00	6,29	5,40	25,37
45,28	9,81	209,00	1,80	2,00	1,00	6,84	5,60	32,62

45,28	9,81	209,00	1,90	2,00	1,00	7,41	5,80	41,47
45,28	9,81	209,00	2,00	2,00	1,00	8,00	6,00	52,19
45,28	9,81	209,00	2,10	2,00	1,00	8,61	6,20	65,06
45,28	9,81	209,00	2,20	2,00	1,00	9,24	6,40	80,42
45,28	9,81	209,00	2,30	2,00	1,00	9,89	6,60	98,61
45,28	9,81	209,00	2,40	2,00	1,00	10,56	6,80	120,04
45,28	9,81	209,00	2,50	2,00	1,00	11,25	7,00	145,14
45,28	9,81	209,00	2,60	2,00	1,00	11,96	7,20	174,39
45,28	9,81	209,00	2,70	2,00	1,00	12,69	7,40	208,31
45,28	9,81	209,00	2,75	2,00	1,00	13,06	7,50	227,20

Donc la hauteur critique **hc= 2,7 m**

On remarque que **hc** est supérieur à **hn** donc le régime d'écoulement est torrentielle.

V-3-1-5) Calcul de la pente critique Ic :

$$Ic = \frac{Q^2}{Sc^2 * C^2 * Rh} \dots\dots\dots (V-21)$$

La valeur de cette pente est pour laquelle la hauteur critique « **hc** » est atteinte

Ic=0,001634 m/m

La pente de notre canal « 0,01 » est largement supérieur à la pente critique donc la valeur de « **hc** » ne sera atteinte dans ses condition de dimensionnement.

B. Approche informatique avec le logiciel CANAL 21 :

Présentation du logiciel : Le logiciel canal 21 est l'interface sous Windows du logiciel canal 9 (MS DOS), développé par GEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié des écoulement a surface libre, qui permet de traiter les caractéristique des écoulement dans des section simplifié et le calcul des courbe de remous en différent régimes, sur des géométries différentes.

Les résultats : donnés sont comme suite :

La hauteur normale notée yn sur le logiciel CANAL 21 : Yn=1, 69m

La hauteur critique : Yc =2,51 m

La hauteur spécifique : Hs= 5,18m

Remarque :

les résultats obtenus manuellement et avec le logiciel sont approximativement identiques.

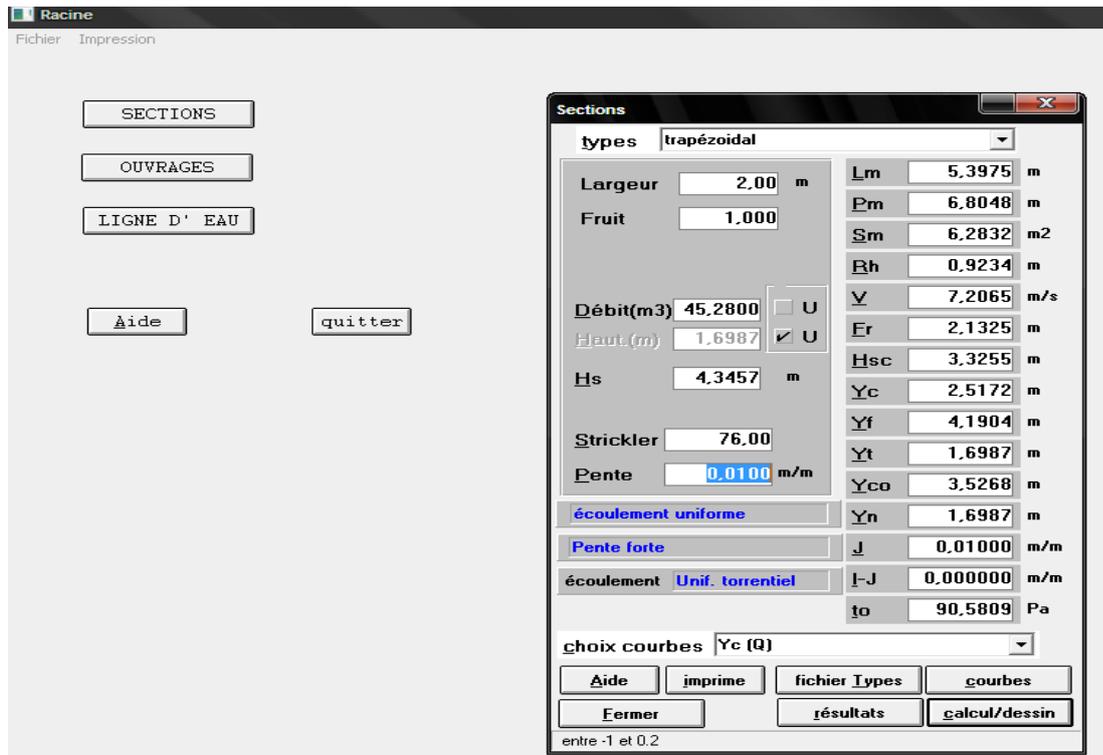


Figure (V-9) : Interface CANAL 21 pour le canal de section trapézoïdale

Le logiciel permet de tracer les courbes Y_n en fonction de Q et la courbe de Y_c en fonction de Q les résultats sont représentée dans les figure V-10 et V-11 respectivement ainsi qu'une représentation du canal dans la figure V-12

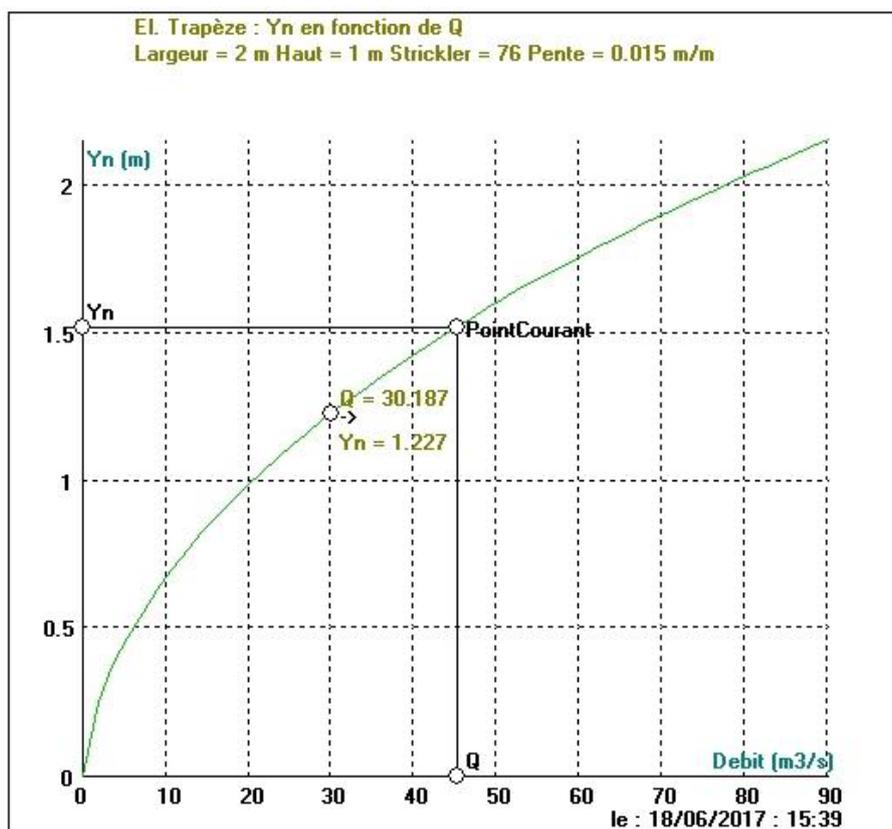


Figure (V-10) : Y_n en fonction de Q

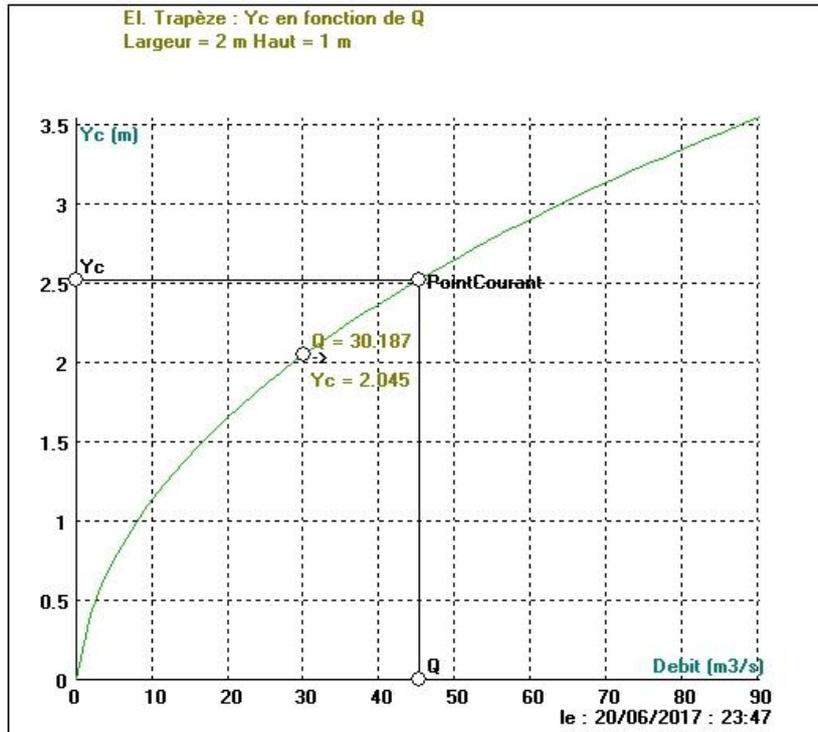


Figure (V-11) : Y_c en fonction de Q canal trapézoïdale

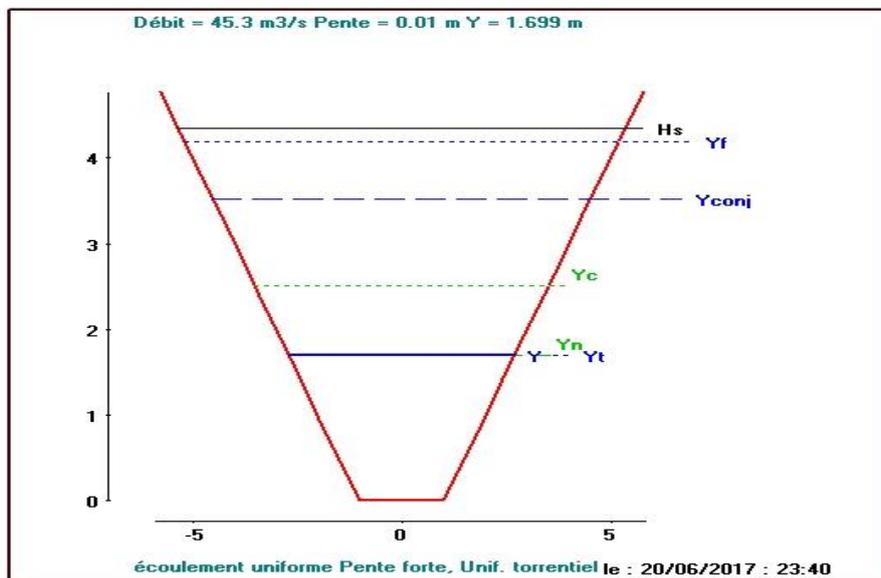
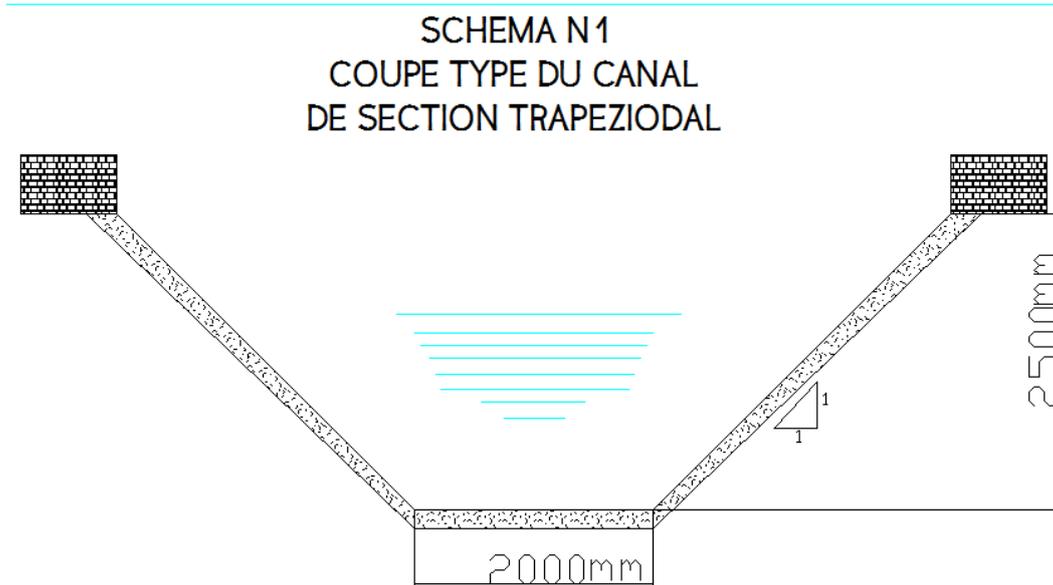


Figure (V-12) : représentation du canal trapézoïdal avec le logiciel CANAL 21

V-3-1-5) Conclusion :

La hauteur du canal trapézoïdale est prise égale à la hauteur normale « $h_n=1,7$ » on y ajoute une revanche de 0,8 m pour avoir une hauteur du canal = 2,5 m le schéma si dessous donne les dimensions du canal.



La figure (V-13) : Schéma coupe type du canal de section trapézoïdal

V-3-2) Aménagement de l’oued 2 nord de Ain Trik (SBV2) :

Donnée relative au SBV2 :

Zone urbanisé pouvant connaitre des extensions

Débit décennal pour $T=10\text{an}$: $Q = 5,56 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour l’aménagement de l’oued

- Canal fermé pour éviter la transformation de ce dernier en décharge sauvage utilisé par les riverains,
On béton de section rectangulaire qui fera transiter du même débit ver l’exutoire. Le choix du béton armée est due à la facilitée d’exécution du projet et pour sa longue durée de vie.

V-3-2-1) Dimensionnement du canal rectangulaire :

A. Approche de calcul manuelle :

Pour le dimensionnement du canal on utilise l’équation (V-7)

Les paramètres géométriques du canal sont comme suite :

La section mouillé : $S_m = b * h$ (V-22)

Le périmètre mouillé : $P_m = b + 2h$ (V-23)

I = 0,012 m/m

On prend une largeur du fond **b = 2 m**

Une revanche comprise entre 0,5m et 1 m

V-3-2-2) Calcul de la hauteur normale h_n :

Tableau (V-8) : approximations successive pour le calcul de la hauteur normale

B	Q	h	S	P	Rh	V	Fr	Régime
2,00	0,34	0,10	0,20	2,20	0,09	2,54	2,57	torrentielle
2,00	1,02	0,20	0,40	2,40	0,17	3,44	2,46	torrentielle
2,00	1,90	0,30	0,60	2,60	0,23	4,05	2,36	torrentielle
2,00	2,92	0,40	0,80	2,80	0,29	4,50	2,27	torrentielle
2,00	4,05	0,5	1,00	3,00	0,33	4,86	2,20	torrentielle
2,00	5,26	0,60	1,20	3,20	0,38	5,16	2,13	torrentielle
2,00	6,53	0,70	1,40	3,40	0,41	5,41	2,06	torrentielle

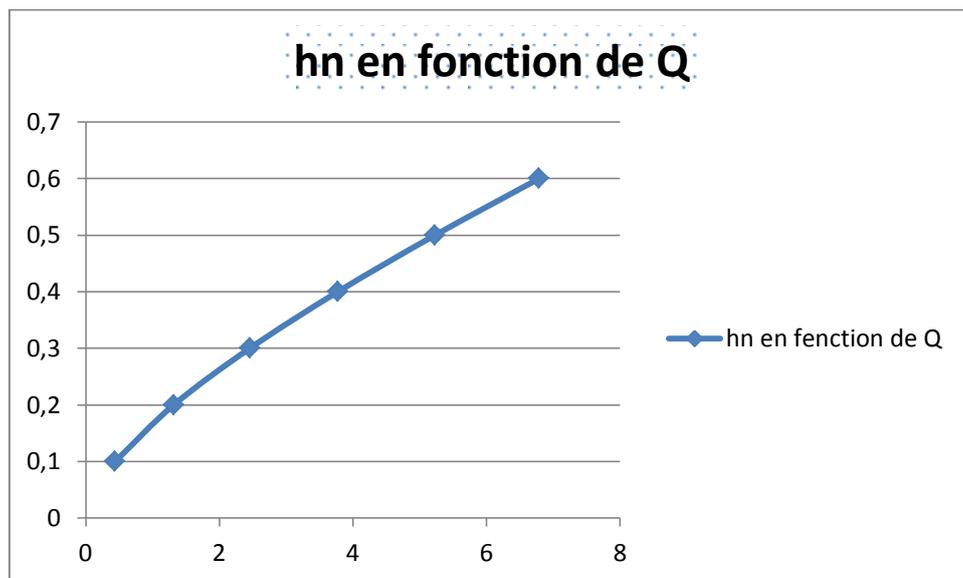


Figure (V-14) : h_n en fonction de Q canal rectangulaire

Tableau (V-9) : interpolation linéaire pour le calcul de la hauteur h_n

les débit $Q(m^3/s)$	Q1	5,258
	Q	5,560
	Q2	6,529
les hauteurs correspondantes (m)	h1	0,600
	h_n	0,624
	h2	0,700

$h_n=0,624m$

V-3-2-3) Calcul de la hauteur spécifique :

Le calcul se fait avec l'équation (V-16)

Es= 2,014m

V-3-2-4) Calcul de la hauteur critique hc :

Par approximation successive on calcul la valeur de hc qui donne le débit on procède par la formule suivante :

$$\frac{Q}{b'} = \sqrt{g * hc^3} \dots\dots\dots(V-24)$$

Sachant que :

- Q :débit (m3/s)
- b' = largeur du fond du canal (m)
- g : accélération de la gravité (m²/s)
- hc : hauteur critique (m)

Tableau (V-10) :approximations successive pour le calcul de hc

Q	b	Q/b	hc	$\sqrt{g * hc^3}$
5,56	2	2,78	0,1	0,099045
5,56	2	2,78	0,2	0,280143
5,56	2	2,78	0,3	0,514655
5,56	2	2,78	0,4	0,792364
5,56	2	2,78	0,5	1,107362
5,56	2	2,78	0,6	1,455665
5,56	2	2,78	0,7	1,834347
5,56	2	2,78	0,8	2,241143
5,56	2	2,78	0,9	2,674227
5,56	2	2,78	1	3,132092

Par interpolation équation (V-15)

hc=0,92 m donc le régime est un régime torrentielle.

V-3-2-5) Calcul de la pente critique Ic :

On utilisant l'équation (V-21)

Ic=0,004634 m/m

La hauteur critique est atteinte si on applique cette pente au canal

B. Approche de calcul avec le logiciel CANAL 21 :

Les résultats obtenus sont représenté dans l'interface suivante :

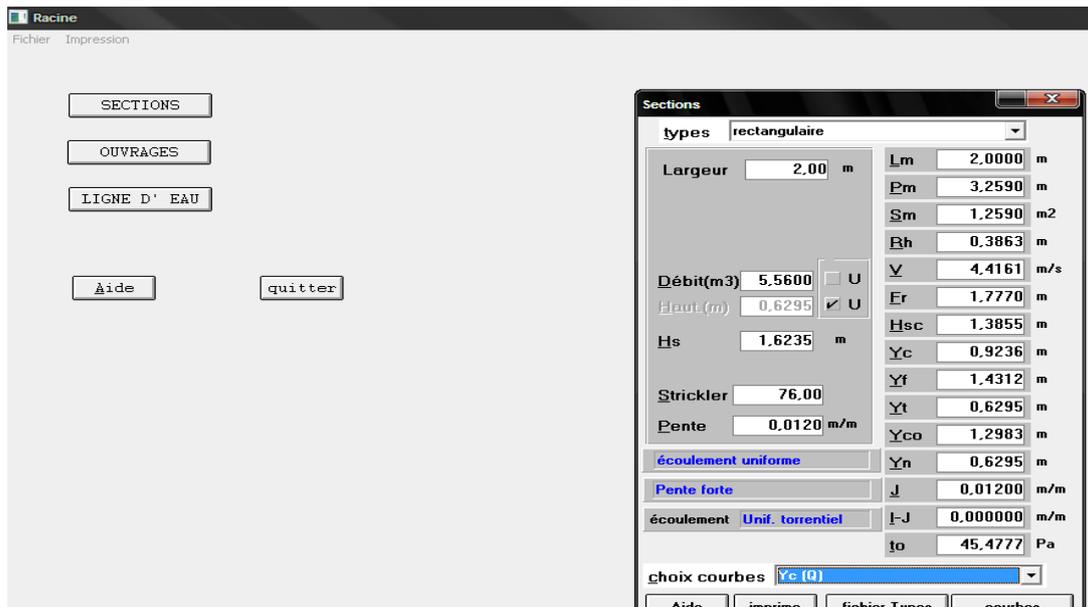


Figure (V-15) : interface graphique du logiciel canal 21 pour le canal de section rectangulaire

Les résultats obtenus avec le logiciel sont comme suite

$$Y_n = 0,629 \text{ m}$$

$$Y_c = 0,92 \text{ m}$$

$$H_s = 1,94 \text{ m}$$

Remarque :

les résultats obtenus manuellement sont identiques aux résultats obtenus avec le logiciel CANAL 21

La représentation graphique avec le logiciel CANAL 21 de la hauteur normale Y_n en fonction du débit Q , la hauteur critique en fonction du débit Q ainsi que la forme du canal avec tous les paramètres sont données dans les figures (V-16) (V-17) (V-18) respectivement

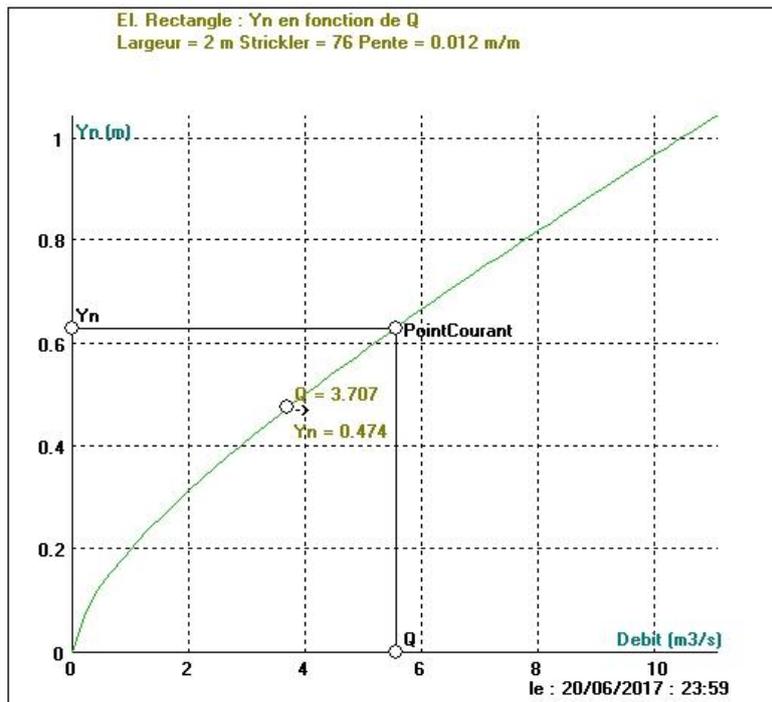


Figure (V-16) : Y_n en fonction de Q du canal rectangulaire

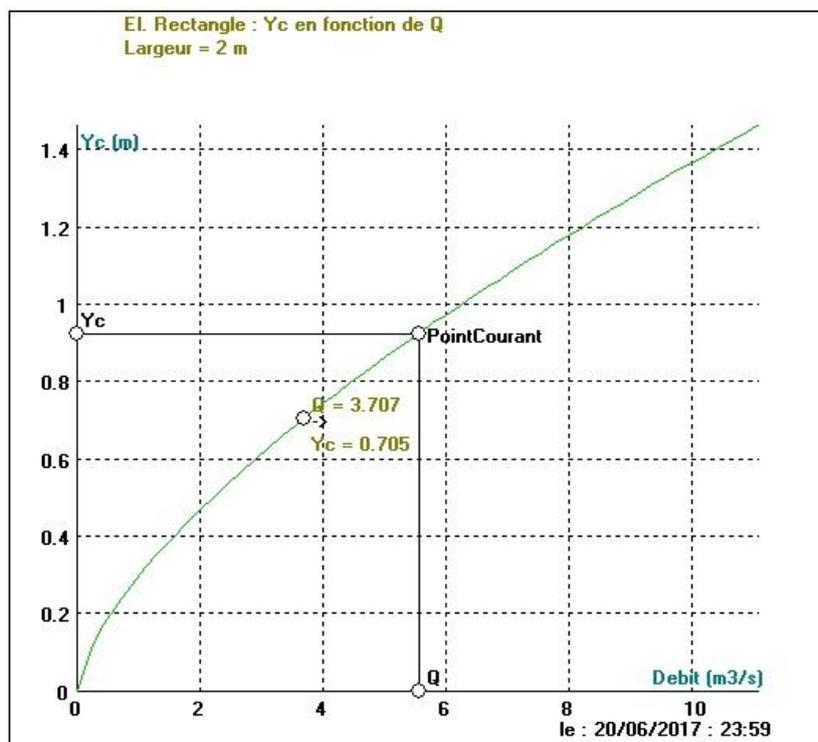


Figure (V-17) : Y_c en fonction de Q du canal rectangulaire

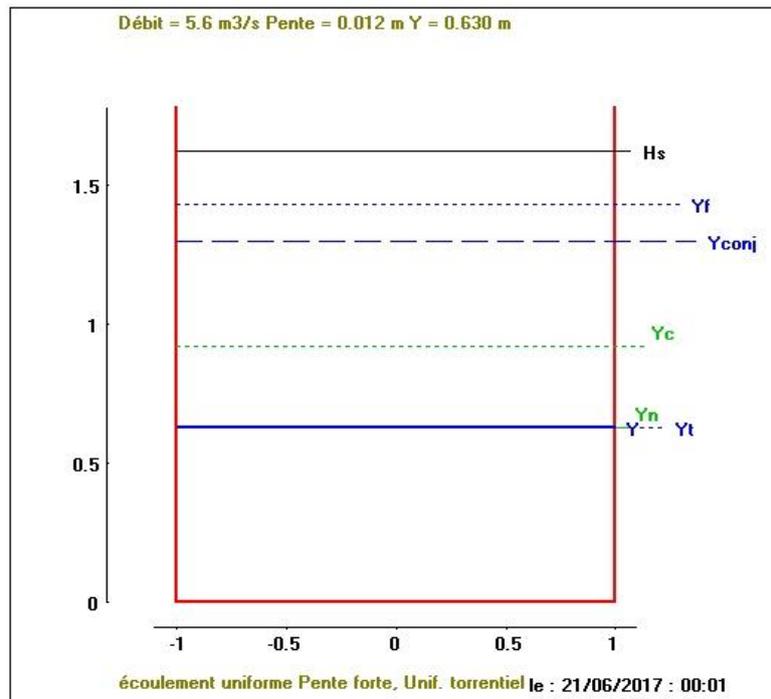


Figure (V-18):représentation du canal rectangulaire avec le logiciel CANAL 21

V-3-2-6) Conclusion :

La hauteur du canal rectangulaire est prise égale a la hauteur normale $h_n = 0,62m$ on y ajoute une revanche de 0,58 m pour avoir une hauteur du canal = 1,2 m

le schémas si dessous donne les propriété géométrique du canal .

SCHEMA N2
COUPE TYPE DU CANAL
DE SECTION RECTANGULAIRE

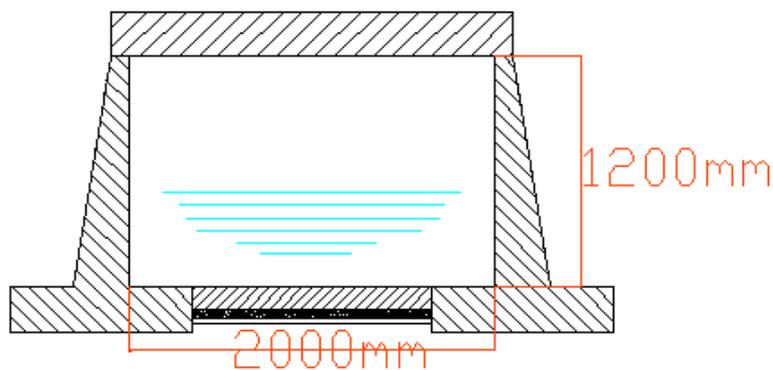


Figure (V-19) : schéma coupe type du canal de section rectangulaire

V-4) Conclusion du chapitre :

Dans ce chapitre nous avons fait le dimensionnement des ouvrages qui permettront la protection de la ville d'Ain Trick contre les inondations des deux Oueds.

Les caractéristiques des ouvrages sont comme suite :

Canal l'oued Echouk au sud de la ville d'AinTrik :

- Type canal à ciel ouvert
- Matériaux : béton armé
- Section trapézoïdale
- largeur $b = 2\text{m}$,
- pente du radier = 1%
- fruit des talus $m = 1$,
- et une hauteur $h = 2,5\text{ m}$
- matériaux béton armée
- Débit $Q = 45,28\text{ m}^3/\text{s}$

Canal de l'effluent de l'oued Echouk Nord de la ville d'Ain Trik :

- Type : canal fermé avec des dalles
- Section rectangulaire
- Matériaux : béton armé
- Longueur $b = 2\text{ m}$
- Pente = 1,2%
- Hauteur $h = 1,2\text{ m}$
- Débit $Q = 5,56\text{ m}^3/\text{s}$

**CONCLUSION
GENERALE**

Conclusion générale

L'assainissement permet l'évacuation des eaux usées par le biais de réseaux étudiés et mis en place pour préserver la santé des usagés, mais aussi de veiller à la préservation de l'environnement car la principale cause de pollution des cours d'eau est le rejet direct des eaux usées sans leur traitement préalable.

Les inondations présentent des enjeux trop importants pour être négligées. Sous-estimé l'ampleur des dégâts qu'elles peuvent causer peut être fatal et induire plusieurs pertes humaines et matérielles.

Dans le cas de la ville d'Ain trick, commune de la wilaya de Sétif, et pour mettre fin au rejet des eaux usées dans l'exutoire naturel, la solution étant l'acheminement des eaux usées de toute la commune vers la station d'épuration de Ain Sfiha. Cet acheminement ne peut se réaliser que par l'installation d'une station de relevage du fait que la station d'épuration se trouve plus haut que le point de rejet des eaux usées. Les résultats du dimensionnement de cette station sont :

- Le débit véhiculé : **93 l/s**
- La hauteur d'élévation : **34,5 m**
- La longueur de refoulement : **4565 ml**
- Le diamètre de la canalisation de refoulement: **400 mm**
- Le volume de la bêche de la station : **8,5 m³**

Afin d'assurer un fonctionnement optimum des ouvrages de la station de relevage à long terme, il est intéressant d'organiser des études de diagnostic et de prospection dès la mise en place du projet et de planifier des interventions en cas de dégradations constatées.

La ville étant sujet à plusieurs inondations, dues aux crues des deux oueds existant. L'aménagement, de ces deux oueds, est la solution préconisée par les autorités locales pour parer à ce problème qui met en danger la vie de la population. Ainsi, nous avons dimensionné les deux aménagements et les résultats de calcul ont fait ressortir :

- Un premier canal de section trapézoïdale en béton de **2m** de largeur de base et **2,5m** de hauteur pour véhiculer un débit centennal de **45,28 m³/s**.
- Un deuxième canal de section rectangulaire en béton de **2m** de largeur de base et **1,2m** de hauteur pour véhiculer un débit centennal de **5,56 m³/s**.

Vus la genèse aléatoire de tout phénomène naturel et l'extension urbanistique que connaît la ville, il est primordial d'appliquer la réglementation en matière de servitude hydraulique des cours d'eau et de proscrire toute construction près des oueds, même s'ils sont aménagés.

Enfin la mise en place d'ouvrage hydraulique permettons le traitement et l'acheminement des eaux usées vers la station d'épuration, permettra de préserver le milieu naturel de la pollution.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Données recueillies auprès des services : la APC de la wilaya de Sétif, et la direction d'hydraulique de Sétif.
- [2] **CYRIL, G. et HENRI, G.** : « guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales ». La collecte tome1, Editions paris, 1986
- [3] **DJILLALI, N.** : « Identification et conception des ouvrages annexes du système d'assainissement de la ville de Bejaia ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2016.
- [4] **REGIS, B. MARC, S. et BECHIR, S.**: «Guide technique de l'assainissement». Editions Paris, 1999.
- [5] **HENRY, M.** : « Mise en service, entretien et exploitation des ouvrage d'assainissement ». Mémento d'assainissement, Editions Paris, 1978.
- [6] **PIERRE-ALAIN, R. JACQUES , M. ERIC,G.** : « Hydrologie quantitative processus, modèles et aide à la décision » Edition springer, 2012
- [7] **LEDOUX,B.** : « La gestion du risque inondation »,Edition Lavoisier Paris, 2006
- [8] **Site internet**, <http://www.inondationsnappes.fr>
- [9] **web pdf** , « fiche crue et inondation », ONEMA
- [10] **REMANIERAS, G.** : « hydrologie de l'ingénieure ». Édition Eyrol, 1980
- [11] **AREZKI,O. KERBOUCHE,N,S.** « aménagement de l'oued ablate Souk El Ténine » mémoire de fin d'étude , Université de Béjaia ,2016
- [12] **BENNIS,S.** « Hydraulique et hydrologie 2eme édition » presses de l'université du Québec,2009.
- [13]**RANALD V.GILES, JACK B.EVETT, CHENG LIU:** « Mécanique des fluides et hydraulique », série Schaum, 1995

ANNEXES

Annexe 2 : calcul des produit $S_i \cdot H_i$ pour les différents sous bassins

calcul du produit $S_i \cdot H_i$ pour SBV1

Altitude	HI	surface(km ²)	$S_i \cdot H_i$
1150-1140	1145	0,91	1041,95
1140-1130	1135	0,79	896,65
1130-1120	1125	0,83	933,75
1120-1110	1115	1,28	1427,2
1110-1100	1105	1,08	1193,4
1100-1090	1095	1,32	1445,4
1090-1080	1085	0,88	954,8
1080-1070	1075	0,65	698,75
1070-1060	1065	0,69	734,85
1060-1050	1055	0,86	907,3
1050-1040	1045	0,92	961,4
1040-1030-	1035	0,65	672,75
1030-1020	1025	0,81	830,25
1020-1010	1015	0,83	842,45
1010-1000	1005	0,93	934,65
1000-990	995	0,16	159,2
990-980	985	0,23	226,55
980-970	975	0,1	97,5
total		13,92	14958,8

Calcul du produit $S_i \cdot H_i$ pour SBV2

Altitude (m)	HI (m)	Surface (km ²)	$S_i \cdot H_i$
1028-1020	1024	0,28	286,72
1020-1010	1015	0,35	355,25
1010-1000	1005	0,25	251,25
1000-990	995	0,056	55,72
990-980	985	0,11	108,35
980-970	975	0,042	40,95
Total		1,09	1098,24

Annexe 3 : les longueurs des courbes de niveau et la dénivellation entre elles des différents sous bassins

Longueur des courbes de niveau et la dénivellation entre chaque courbe du SBV1

courbe de niveau	L (Km)	ΔH	$\Delta H * L$
1140	6,995	10	69,95
1130	4,73	10	47,3
1120	4,06	10	40,6
1110	5,44	10	54,4
1100	5,44	10	54,4
1090	5,09	10	50,9
1080	4,87	10	48,7
1070	3,21	10	32,1
1060	2,104	10	21,04
1050	4,864	10	48,64
1040	3,091	10	30,91
1030	3,885	10	38,85
1020	4,255	10	42,55
1010	3,56	10	35,6
1000	3,847	10	38,47
990	2,932	10	29,32
980	1,459	10	14,59

Longueur des courbes de niveau et la dénivellation entre chaque courbe du SBV2

courbe de niveau	L (Km)	ΔH	$\Delta H * L$
1020	0,724	8	5,792
1010	0,849	10	8,49
1000	1,518	10	15,18
990	0,719	10	7,19
980	1,02	10	10,2
970	0,724	10	7,24